

**KRITERIEN FÜR DIE FRÜHESTMÖGLICHE  
VERKEHRSFREIGABE VON  
ASPHALTBEFESTIGUNGEN**

Von der  
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina  
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines  
**Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)**  
genehmigte

**Dissertation**

von  
Dipl.-Ing. Claus-Christian Ehrhardt  
aus Helmstedt

Eingereicht am	06. Juni 2006
Mündliche Prüfung am	16. Januar 2007

Berichterstatter	Universitätsprofessor Dr.-Ing. Rolf Leutner Universitätsprofessor em. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Arand Universitätsprofessor em. Dr.-Ing. Klaus Krass
------------------	---

(2007)

**KRITERIEN FÜR DIE FRÜHESTMÖGLICHE  
VERKEHRSFREIGABE VON  
ASPHALTBEFESTIGUNGEN**

Von der  
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina  
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines  
**Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)**  
genehmigte

**Dissertation**

von  
Dipl.-Ing. Claus-Christian Ehrhardt  
aus Helmstedt

Eingereicht am	06. Juni 2006
Mündliche Prüfung am	16. Januar 2007

Berichterstatter	Universitätsprofessor Dr.-Ing. Rolf Leutner Universitätsprofessor em. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Arand Universitätsprofessor em. Dr.-Ing. Klaus Krass
------------------	---

(2007)

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
<b>0. Kurzfassung</b>	<b>3</b>
<b>1. Einführung</b>	<b>5</b>
1.1 Aufgabenstellung	8
1.2 Vorgehensweise	9
<b>2. Thermomechanische Eigenschaften von Asphalt</b>	<b>11</b>
2.1 Verformungsverhalten und Verformungswiderstand von Asphalten	12
2.2 Eigenschaften des Bitumens im Besonderen	15
2.3 Belastungsformen und Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt	20
2.4 Thermodynamik von Asphaltbefestigungen in der Abkühlphase	29
<b>3. Dynamische Prüfverfahren und Prüfgeräte zur Beschreibung des Verformungswiderstandes von Asphaltbefestigungen</b>	<b>33</b>
3.1 Stand der Kenntnisse mit dynamischen Prüfverfahren in situ	34
3.2 Möglichkeit zur praxisgerechten Ansprache des Verformungsverhaltens von Asphalten	41
3.3 Auswahl eines Prüfverfahrens	44
3.4 Grundsätzliche Überlegungen zur Modifikation des Leichten Fallgewichtsgewichtsgerätes	45
3.4.1 Variation der Fallhöhe und der Masse des Fallgewichts sowie des Lastplattendurchmessers .....	45
3.4.2 Vorüberlegungen zu den Meßgrößen .....	48
<b>4. Ermittlung von Meßwerten an frisch eingebauten Asphaltsschichten und Auswertung</b>	<b>51</b>
4.1 Vorversuche mit dem Leichten Fallgewichtsgewichtsgerät	51
4.1.1 Versuchsdurchführung .....	51
4.1.2 Auswertung der Meßergebnisse und Folgerung .....	53

4.2 Weiterführende Untersuchungen am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig	62
4.3 Versuche mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz unter Baustellenbedingungen	64
4.3.1 Versuchsdurchführung .....	64
4.3.2 Auswertung der Meßergebnisse .....	67
<b>5. Kriterium für die frühestmögliche Verkehrsfreigabe</b>	<b>92</b>
<b>6. Schlußfolgerungen und Ausblick</b>	<b>96</b>
6.1 Ergebnisse der Messungen unter Baustellenbedingungen	96
6.2 Wesentliche Punkte zur Versuchsdurchführung	100
6.3 Versuche mit dem modifizierten LFGG mit Meßuhr	102
6.4 Bedeutung der Ergebnisse für die Baupraxis	105
6.5 Ausblick für weiterführende Untersuchungen	106
<b>7. Literaturverzeichnis</b>	<b>107</b>
<b>8. Abkürzungsverzeichnis</b>	<b>111</b>
<b>9. Abbildungsverzeichnis</b>	<b>112</b>
<b>10. Tabellenverzeichnis</b>	<b>114</b>
<b>11. Anlagen</b>	<b>117</b>

## 0. Kurzfassung

Zur Bestimmung des frühestmöglichen Zeitpunktes der Verkehrsfreigabe von Asphaltbefestigungen ist die Entwicklung des Verformungswiderstandes während der Abkühlung maßgeblich. Dabei ist der Verformungswiderstand von Asphalt vornehmlich von der Temperatur und der Zeit abhängig.

Die sich bei Beanspruchung einstellenden bleibenden Verformungen sind die Grundlage zur Beurteilung der Asphalteigenschaft Verformungswiderstand.

In der Abkühlphase verringert sich die Gefahr, daß bleibende Verformungen durch Beanspruchung erzeugt werden. Anstatt überwiegend viskosen Stoffverhaltens tritt bei fortschreitender Abkühlung vornehmlich viskoelastisches in den Vordergrund.

Die Anforderungen an ein einfaches und zerstörungsfreies Prüfverfahren, mit dem die Entwicklung des Verformungswiderstandes während der Abkühlung meßtechnisch erfaßt und beurteilt werden kann, erfüllt der dynamische Plattendruckversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgerät (LFGG).

Im Rahmen dieser Arbeit sind die wissenschaftlichen Grundlagen zur Modifikation des LFGG erarbeitet worden.

Mit der Meßgröße Gesamteindringtiefe wird dabei die Gesamtverformung und mit der bleibenden Eindringtiefe die bleibende Verformung meßtechnisch erfaßt.

Damit kann anhand der Gesamteindringtiefe und insbesondere der bleibenden Eindringtiefe die Entwicklung des Verformungswiderstandes frisch eingebauter Asphaltsschichten in der Abkühlphase beurteilt werden. Die Meßwerte sind größenordnungsmäßig schlüssig und stehen in einem plausiblen Verhältnis zu den bei zunehmender Abkühlung vorherrschenden viskoelastischen Asphalteigenschaften.

Darüber hinaus kann für frisch eingebaute Asphaltdecken hinsichtlich des frühestmöglichen Zeitpunktes der Verkehrsfreigabe ein Anforderungskriterium formuliert werden:

Sind die bleibenden Eindringtiefen Null, dann stellt dieses den Übergang von überwiegend viskosem Stoffverhalten in überwiegend elastisches dar. Bei den dann noch feststellbaren Gesamteindringtiefen handelt es sich um vornehmlich elastische Restverformungen. Diese sind reversibel und führen nicht zu bleibenden Verformungen.

Allgemein kann davon ausgegangen werden, daß dann der Zuwachs an Verformungswiderstand durch den Abkühlungsprozeß und damit verbundener Strukturbildungsprozesse im Bitumen nahezu abgeschlossen ist. Es ist kein weiterer signifikanter Zuwachs an Verformungswiderstand wahrscheinlich. Die Verkehrsfreigabe kann erfolgen.

Für die beiden untersuchten Asphaltarten Splittmastixasphalt 0/11 S und Asphaltbeton 0/11 S wurden unter den vorherrschenden Abkühlbedingungen das Anforderungskriterium zur Verkehrsfreigabe ca. 9,0 Stunden nach Abschluß des Einbauvorgangs erfüllt.

## 1. Einführung

Walzasphalte für Verkehrsflächenbefestigungen werden bei Temperaturen zwischen 120 °C und 180 °C eingebaut und anschließend durch Walzen verdichtet. Die eingebauten Schichten müssen auf hinreichend tiefe Temperaturen abkühlen, ehe sie für den Verkehr freigegeben werden dürfen, da der Verformungswiderstand von Asphalt im starken Maße von der Temperatur abhängt.

Asphalt ist ein Dreiphasensystem aus fester, flüssiger und gasförmiger Komponente. Das Verformungsverhalten von Asphalt unter Belastung resultiert aus Überlagerung der Verformungen seiner Komponenten. Die sich bei Beanspruchung einstellenden Verformungen lassen sich vereinfacht in elastische und viskose Verformungen einteilen. Die elastischen Verformungen sind spontan und reversibel. Die rein viskosen Verformungen sind zeitabhängig und irreversibel.

In der Abbildung 1 ist zur Veranschaulichung die in einem Asphaltelement durch kurzzeitig wirkende Stöße (wie beispielsweise durch eine Radüberfahrt) erzeugte Längsdehnung  $\varepsilon(t)$  für zwei Temperaturen angegeben. Die sich nach dem Stoß einstellende Gesamtverformung  $\varepsilon_g$  reduziert sich um den reversiblen Anteil.

Ist die Zeit nach dem Spannungsstoß hinreichend groß, so verbleibt ein irreversibler Verformungsanteil. Dieses gilt insbesondere für hohe Asphalttemperaturen, wie sie u. a. in frisch eingebauten Asphaltsschichten während des Abkühlvorgangs vorherrschen. In diesen Fällen, das heißt bei zu früh erfolgnder Belastung, können die verbleibenden irreversiblen Verformungsanteile zu Verformungsschäden führen.

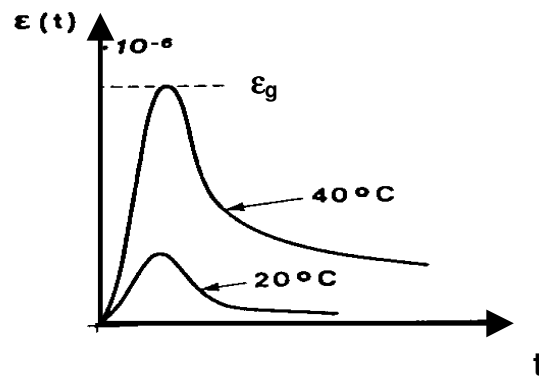


Abbildung 1: Zeitlicher Verlauf der axialen Dehnung  $\varepsilon(t)$  bei Belastung durch eine Radüberfahrt, in Anlehnung an [1]

Im Rahmen des AiF-Forschungsvorhaben Nr. 9.975 „Einfluß von Temperatur und Temperaturrate auf den Verformungswiderstand frisch verlegter Asphaltdeckschichten während Abkühlung und Wiedererwärmung“ sind von ARAND [2] die Ursachen von Verformungsschäden bei vorzeitiger Verkehrsfreigabe frisch verlegter Asphaltdeckschichten untersucht worden. Folgende Punkte sind hierbei zielführend:

1. Dem Bitumen im Asphalt muß nach dem Einbau eine hinreichend lange Zeit zur Abkühlung gelassen werden, um auf der Umwandlung vom Sol- zum Gelzustand beruhende Strukturen zur Viskositätserhöhung auszubilden.
2. Die Strukturbildungseffekte im Bindemittel sind unter anderem davon abhängig, ob die Gebrauchstemperatur der Asphaltschicht von einem höheren (Abkühlung) oder von einem niedrigeren Temperaturniveau (Wiedererwärmung) aus angesteuert wird. Der Verformungswiderstand ist bei Ansteuerung von einer tieferen Temperatur aus größer als bei Ansteuerung von einem höheren Niveau aus.



Aus diesem Grund sollte die Verkehrsfreigabe einer frisch eingebauten Asphaltdeckschicht erst nach einer ausreichenden Zeit der Abkühlung erfolgen.

Gemäß aktuellem Regelwerk, hier ZTV Asphalt-StB 01 [3], soll die Auskühlzeit einer Asphaltdeckschicht mindestens 24 Stunden betragen; für in Kompaktbauweise hergestellte zweilagige Asphaltdeckschichten sollte diese Zeit, wegen der größeren Dicke des Schichtenpakets und damit des größeren Wärmehaushaltsvermögens, mindestens 36 Stunden betragen.

ARAND empfiehlt in [2] eine Freigabe für den Verkehr nach frühestens 16 Stunden, sofern eine Nacht in diesem Zeitraum liegt. Bei sommerlichen Temperaturzuständen kann darüber hinaus eine längere Zeitspanne erforderlich sein, wenn sich der frisch eingebaute Asphalt nachts nur unwesentlich abkühlt.

Obwohl in der Baupraxis weit verbreitet, ist es zur exakten Bestimmung des erforderlichen Abkühlungszeitraumes nicht ausreichend, nur eine Temperaturmessung an der Oberfläche der frisch eingebauten Asphaltschicht durchzuführen. Die Oberflächentemperaturen können aufgrund äußerer Einflüsse wie Wind oder Niederschlag erheblich von denen innerhalb der Schicht und denen an den Schichtgrenzen zu darunter liegenden Schichten abweichen.

Moderne Verdichtungskontrollsysteme verschiedener Walzenhersteller ermöglichen u. a. GPS-gestützte Temperatur- und Verdichtungsmessungen. Sämtliche Systeme sind damit in der Lage, Verdichtungszustände von Asphaltschichten unmittelbar vor und nach dem Walzen zu erfassen und zu beurteilen. Wie sich jedoch die mechanischen Asphalteeigenschaften nach Abschluß der Verdichtungsarbeit in der Abkühlphase verändern, erfassen diese Systeme nicht.

Somit kann die Entwicklung des Verformungswiderstandes frisch eingebauter Asphaltschichten derzeit nicht zutreffend beschrieben werden. Die Qualitätssicherungskette ‚Einbau - Verdichtung - Verkehrsfreigabe‘ ist folglich nicht stringent.

Dieses Beurteilungsdefizit im Zeitraum zwischen dem Einbauende und der Verkehrsfreigabe hat vielfach unnötige Sperrzeiten auf frisch eingebauten Asphaltsschichten zur Folge. Andererseits kann es durch eine zu frühe Verkehrsfreigabe zu Verformungsschäden auf der frisch eingebauten Schicht kommen. Beides ist sowohl für den Straßen-Nutzer als auch für die am Bauprozeß Beteiligten nicht nur lästig, sondern auch von wirtschaftlicher Bedeutung.

## **1.1 Aufgabenstellung**

Mit dieser Arbeit sollen die wissenschaftlichen Voraussetzungen für den Einsatz eines einfachen, möglichst zerstörungsfreien Prüfverfahrens geschaffen werden, welches die Entwicklung der Asphalteigenschaft Verformungswiderstand während der Abkühlung zutreffend beschreiben kann.

Die zu erzielenden Ergebnisse sollen eine wissenschaftlich-technische Grundlage sein, um einen frühestmöglichen, asphalttechnologisch unbedenklichen Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe zu ermitteln.

Besonderes Augenmerk ist hierbei auf den Gebrauchstemperaturbereich der Asphalte und die sich bei Belastung einstellenden bleibenden Verformungen zu legen.

Im Einzelnen müssen folgende Fragestellungen beantwortet werden:

1. Wie ist der Stand der Kenntnisse mit dynamischen Prüfverfahren in situ? Welche Möglichkeiten gibt es, um mit diesen Verfahren das Verformungsverhalten von Asphalten anzusprechen? Wie können bestehende Verfahren weiterentwickelt werden?
2. Welche durch das Prüfverfahren zu ermittelnden Merkmalsgrößen beschreiben die Asphalteigenschaft Verformungswiderstand zutreffend?

3. Kann der Verformungswiderstand in situ bei unterschiedlichen Temperaturen zwischen 100 °C und 20 °C präzise bestimmt werden?
4. Wie ist die Prüfung durchzuführen?
5. Welche meßtechnischen Probleme können auftreten?
6. Lassen sich gemessene Verformungen in reversible und nichtreversible Anteile differenzieren?
7. Wie groß ist die erreichbare Präzision dieses Verfahrens?
8. Sind weitere Modifikationen erforderlich?

## **1.2 Vorgehensweise**

Ehe die Entwicklung eines geeigneten Prüfverfahrens in Angriff genommen wird, werden die thermomechanischen Eigenschaften der Asphalte und insbesondere deren Verformungsverhalten bei impulsförmiger Lasteintragung beschrieben.

Im Anschluß daran wird nach kritischer Betrachtung möglicher Prüfverfahren und Prüfgeräte ein Prüfverfahren ausgewählt, welches bei möglichst geringem Aufwand geeignet erscheint, die Entwicklung des Verformungswiderstandes frisch eingebauter Asphaltsschichten zerstörungsfrei und zuverlässig mit hinreichender Präzision zu erfassen.

Im Rahmen von Vorversuchen werden das Prüfgerät und das Prüfverfahren erprobt und modifiziert.

Mit der Meßgröße Gesamteindringtiefe soll dabei die Gesamtverformung und mit der bleibenden Eindringtiefe die bleibende Verformung meßtechnisch erfaßt werden.

Anschließend wird das modifizierte Prüfverfahren unter Baustellenbedingungen angewendet. Besonderes Augenmerk kommt hierbei dem Abklingen der sich einstellenden bleibenden Verformungen zu, die anhand der Meßgröße bleibende Eindringtiefe erfaßt werden soll.

Die Durchführung der Prüfung erfolgt auf frisch eingebauten Asphalt-deckschichtbelägen aus Walzasphalt auf bereits abgekühlten Asphalttrag- und Asphaltbinderschichten. Der Einbauvorgang erfolgt also in der Ausführungsvariante ‚heiß auf kalt‘. Jeweils am Vortag werden Kalibrierungsversuche auf der kalten Unterlage (Asphalttrag- und Asphaltbinderschicht) durchgeführt. Damit wird der Einfluß der Unterlage auf die zu messenden Eindringtiefen erfaßt.

Die in den Versuchen gewonnenen Meßdaten werden ausgewertet und daraufhin analysiert, ob sie größenordnungsmäßig plausibel sind und mit ausgewählten Asphalteigenschaften korrelieren.

Abschließend werden auf der Grundlage des sich während der Abkühlung entwickelnden Verformungswiderstandes Anforderungskriterien für die Verkehrsfreigabe entwickelt.

Die gewählte Vorgehensweise ist zur Veranschaulichung in Abbildung 2 dargestellt.

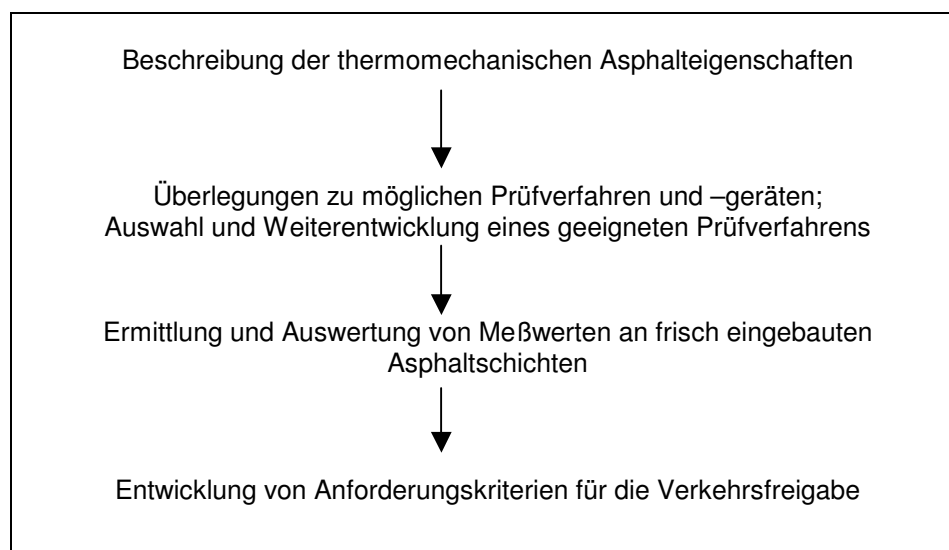


Abbildung 2: Vorgehensweise

## 2. Thermomechanische Eigenschaften von Asphalt

Asphalte sind Gemische aus Gesteinskörnungen und Bitumen in einem gezielt festgelegten, dem jeweiligen Verwendungszweck angepaßten Mischungsverhältnis.

Die Einzelkörner des Gesteinsgemischs verhalten sich bei Gebrauchstemperaturen und kurzzeitigen Belastungen, die nicht zur Zerstörung führen, elastisch. Durch Spannungen erzwungene Verformungen der Einzelkörner werden nach Wegnahme der Spannungen wieder zurückgestellt.

Als Haufwerk besitzt das Gesteinskörnungsgemisch zusätzlich die Eigenschaft Plastizität. Das bedeutet, daß durch äußere Belastungen erzeugte Verformungen des Haufwerks nicht vollständig zurückgebildet werden. Diese bleibenden Verformungen sind im Wesentlichen auf Veränderungen der Haufwerksgeometrie durch Umlagerung der Einzelkörner gegeneinander, auf Kantenabbrüche und Kornzertrümmerungen zurückzuführen.

Die Eigenschaften des Bitumens sind temperaturabhängig. Es verhält sich bei tiefen Temperaturen und / oder kurzzeitigen Belastungen überwiegend elastisch (vgl. Abbildung 3). Bei höheren Temperaturen verhält sich Bitumen viskos, das heißt, unter einer konstanten dauerhaften Last verformt es sich nicht nur spontan, sondern über die Gesamtdauer der Belastung fortschreitend durch Fließen. Im rein viskosen Zustand entstehen mit der Zeit zunehmende und nicht reversible Dehnungen und Verschiebungen. Der Betrag der Dehnung wird durch die Temperatur sowie den zeitlichen Verlauf und die Höhe der Spannung bestimmt.

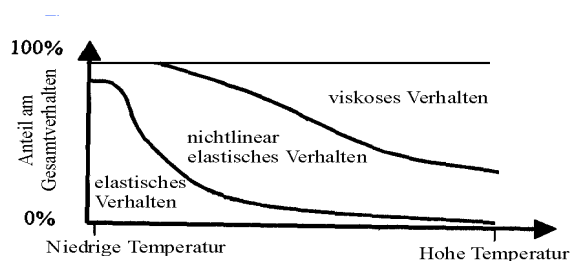


Abbildung 3: Rheologisches Verhalten von Asphalt, in Anlehnung an [4]

Die Viskositätsänderungen des Bitumens stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit der Temperatur, der Temperaturrate und der Ansteuerrichtung einer bestimmten Temperatur; die viskositätserhöhenden Strukturbildungseffekte im Bindemittel sind unter anderem davon abhängig, ob die Gebrauchstemperatur der Asphaltschicht von einem höheren oder von einem niedrigeren Temperaturniveau angesteuert wird (vgl. [2]).

Das Zusammenwirken von viskosen und elastischen Stoffeigenschaften in einer Substanz wird zusammenfassend als Viskoelastizität bezeichnet. Dabei kennzeichnet viskoelastisches Stoffverhalten einen elastischen Festkörper mit viskosen Eigenschaften - also mit verzögerter Elastizität -, elastoviskoses Stoffverhalten eine viskose Flüssigkeit mit elastischen Eigenschaften (vgl. [5; 22; 23; 25; 26]).

Asphalt als Mischgut aus den genannten Einzelkomponenten besitzt folglich die drei rheologischen Grundeigenschaften Elastizität, Plastizität und Viskosität. Überdies weist Asphalt viskoelastisches und elastoviskoses sowie viskoplastisches Verformungsverhalten auf<sup>1</sup>.

Die Verkehrsfreigabe frisch eingebauter Asphaltschichten steht in unmittelbarem Zusammenhang mit den o. g. temperaturabhängigen mechanischen Asphalteigenschaften. Daher wird in den folgenden Abschnitten auf das Verformungsverhalten und den Verformungswiderstand, die besonderen temperaturabhängigen Eigenschaften des Bitumens, verschiedene Belastungsformen und die Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt sowie die thermomechanischen Asphalteigenschaften eingegangen.

## **2.1 Verformungsverhalten und Verformungswiderstand von Asphalten**

Die durch Verkehrslasten und Wettereinflüsse entstehenden Verformungen führen zu Volumen- und Gestaltänderungen. Die verschiedenen Arten der Verformungen und deren Ursachen sind in den Abbildungen 4 und 5 dargestellt.

---

<sup>1</sup> Die Begriffe Plastizität und Viskoplastizität sind zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Asphalt nicht gebräuchlich. Diese werden zwar in den folgenden Abschnitten der Vollständigkeit halber erwähnt, aber nicht weiter verwendet.

Insbesondere die irreversiblen Verformungen bewirken eine Verschlechterung der Fahrbahnebenheit und haben sowohl Einfluß auf die Fahrsicherheit als auch auf den baulichen Erhaltungszustand der Fahrbahn.

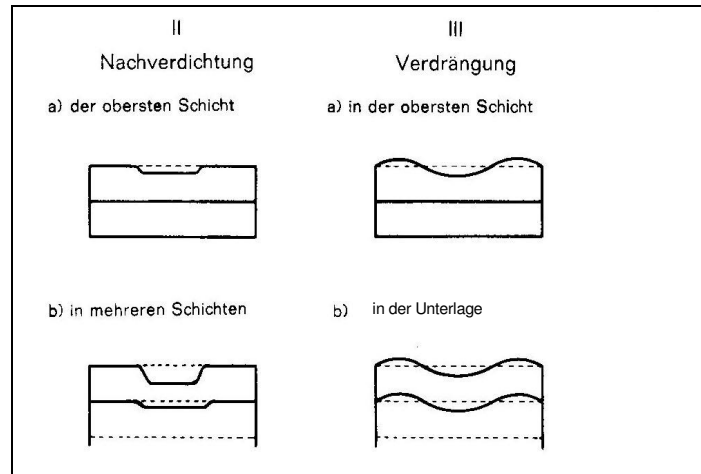


Abbildung 4: Irreversible Verformungen, in Anlehnung an [22]

Anm.: In Abbildung 4 handelt es sich bei den durch Nachverdichtung hervorgerufenen irreversiblen Verformungen um Volumenänderungen. Bei den durch Verdrängung hervorgerufenen irreversiblen Verformungen handelt es sich um Gestaltänderungen.

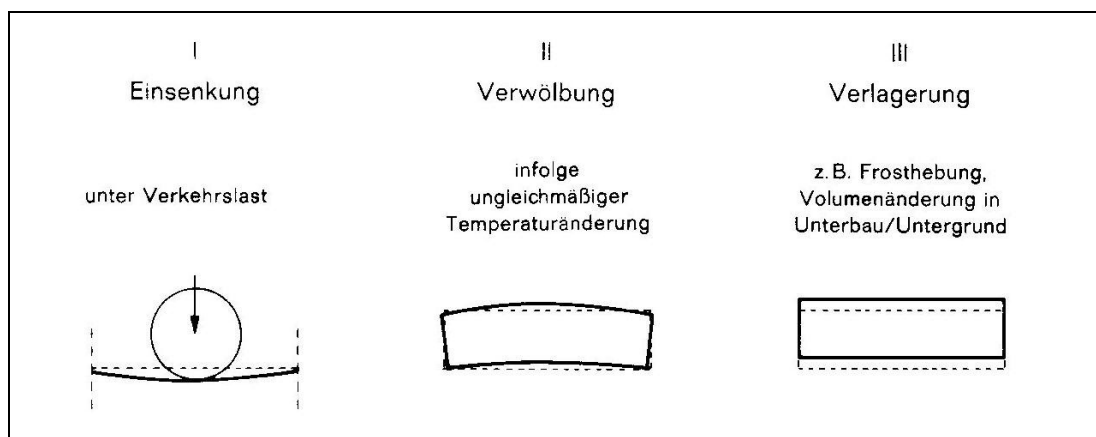


Abbildung 5: Reversible Verformungen [22]

Der Widerstand gegen Verformungen ist folglich eine der wichtigsten mechanischen Eigenschaften von Asphaltschichten. Er beschreibt die Fähigkeit eines Asphalts, Volumen- und Gestaltänderungen wirksam zu begegnen. Besondere Bedeutung kommt der Entwicklung des Verformungswiderstandes in der Abkühlphase zu.

Im Wesentlichen wird der Verformungswiderstand des Asphalts durch innere Kräfte bestimmt<sup>2</sup>. Diese ergeben sich aus der Ausbildung des Korngerüsts (innere Reibung), der Adhäsion zwischen dem Bindemittel und den Gesteinskörnern sowie aus den Kohäsionseigenschaften des Bitumens.

Beanspruchungen aus Verkehrslasten werden zunächst durch das sich gegenseitig abstützende Korngerüst und durch den Asphaltmörtel (Bindemittel und Feinstoffe) übertragen. Hierbei treten in den Gesteinskörnungen und im Asphaltmörtel elastische Dehnungen auf. Bei weiterer Belastung kann der Mörtel auf die Beanspruchung nicht mehr elastisch reagieren und beginnt viskos zu fließen.

Im Bezug auf die inneren Kräfte kommt der Vorverdichtung während des Asphalteinbaus und der Verdichtungsarbeit der Walzen eine besondere Bedeutung zu.

Nach Abschluß der Verdichtungsarbeit, bei noch relativ hohen Asphalttemperaturen, wird der sich ausbildende Verformungswiderstand zunächst durch die innere Reibung gesichert.

Erst während der Abkühlung der frisch eingebauten Asphaltschicht nimmt die Viskosität des Bindemittels mit sinkender Temperatur zu. Diese erholungszeitabhängige Viskositätserhöhung wird als Thixotropie (vgl. Kap. 2.2) bezeichnet; diese dauert bei sommerlichen Umgebungstemperaturen länger als bei niedrigeren Umgebungstemperaturen. Zudem ist von Bedeutung, ob die frisch eingebaute Asphaltschicht auf eine kalte oder eine warme Unterlage eingebaut wurde.

---

<sup>2</sup> Darüber hinaus sind äußeren Kräfte, die durch die statischen und dynamischen Lasten des Verkehrs sowie durch die Reaktionskräfte des Unterbaus bestimmt werden, sowie die örtlichen Gegebenheiten und das Wetter von Bedeutung.



Mit fortschreitender Abkühlung ist das Stoffverhalten zunehmend viskoelastisch und elastisch.

## **2.2 Eigenschaften des Bitumens im Besonderen**

Das Bitumen verhält sich bei tiefen Temperaturen und / oder kurzzeitigen Belastungen überwiegend elastisch. Bei höheren Temperaturen verhält sich Bitumen viskos, das heißt unter einer konstanten dauerhaften Last verformt es sich nicht nur spontan, sondern über die Gesamtdauer der Belastung fortschreitend durch Fließen. Im rein viskosen Zustand entstehen mit der Zeit zunehmende und nicht reversible Dehnungen und Verschiebungen.

Im Zusammenhang mit der Verwendung von Bitumen im Straßenbau ist das physikalische Verhalten im Wesentlichen von den Einflußgrößen

- stoffliche Beschaffenheit,
- Temperatur,
- Zeit,
- Schergeschwindigkeit und
- Ansteuerrichtung der Temperatur

abhängig (vgl. [24]).

Die besondere Abhängigkeit der Stoffeigenschaften des Bitumens von der Temperatur kann nach ZENKE [29] wie folgt beschrieben werden:

Bitumen ist ein kolloidales System. Dabei handelt es sich um einen Zusammenschluß von Teilchen zu sogenannten Micellen in einer Phase von nicht oder schwächer assoziierten relativ leichten Teilchen (Maltenphase). Der Zusammenschluß der schweren Teilchen zu den Micellen kann auf zwischenmolekulare Wechselwirkungen zurückgeführt werden. Bei verschiedenen Temperaturniveaus liegen die einzelnen Phasen zu unterschiedlichen Volumenanteilen vor. Weiterhin besteht eine Abhängigkeit der Einzelgrößen der Asphaltmicellen von der Temperatur.

Die den einzelnen Temperaturzuständen zuzuordnende Kolloidstruktur und die rheologischen Eigenschaften sind in Abhängigkeit von der Temperatur in der Abbildung 6 dargestellt.

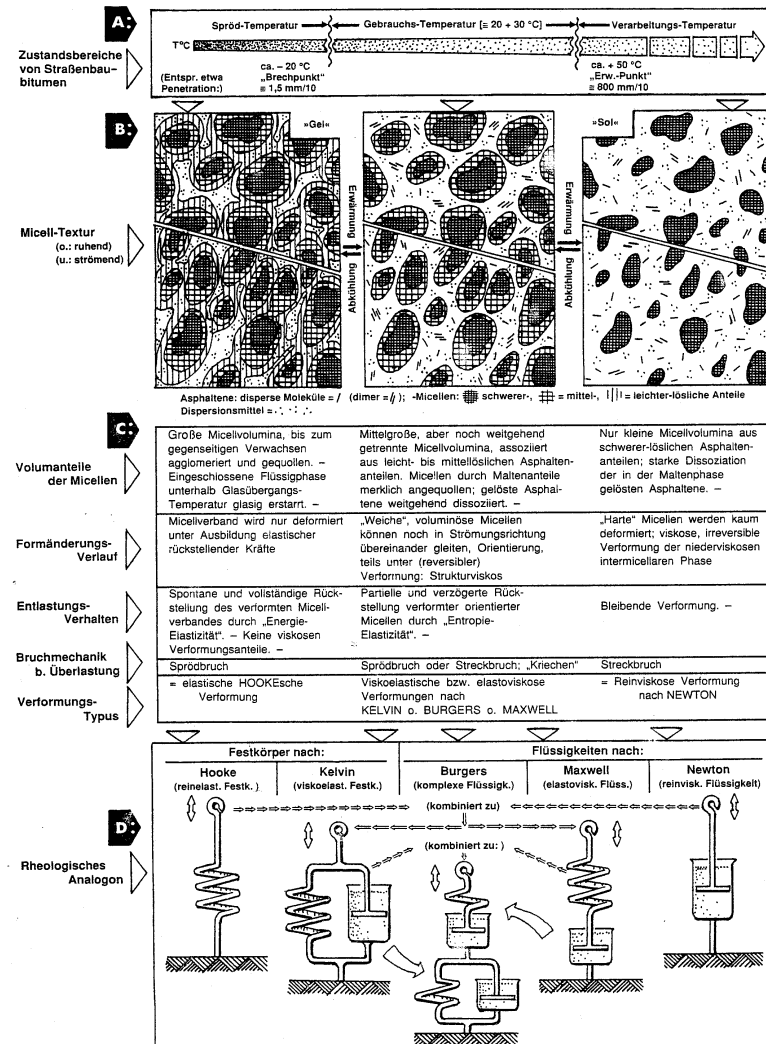


Abbildung 6: Kolloidstruktur und rheologische Eigenschaften von Bitumen in Abhängigkeit von der Temperatur [29]

Der Abkühlungsvorgang kann nach ZENKE [29] und PIPPICH [30] wiedergegeben werden. Bei hohen Temperaturen ist die Brownsche Molekularbewegung relativ groß; hingegen ist die Größe und der Volumenanteil der Asphaltenmicelle relativ klein. Bei hohen Temperaturen sind nur noch die schwer löslichen Micellen in der dispersen Phase vorhanden. Der Micellverband löst sich auf. Dieser Zustand wird Sol-Zustand genannt; die Viskosität ist relativ gering.

In der Abkühlphase sind Asphaltmicellen mit zunehmender Größe und hoher Anzahl vertreten. Der Abkühlvorgang bewirkt eine Abnahme der Brownschen Molekularbewegung und damit verbundenen eine Zunahme der Attraktionsenergie der Teilchen untereinander. Es bilden sich Strukturen durch die Vernetzung miteinander verwachsener Asphaltmicellen und darin eingeschlossener schwach assoziierter Maltenanteile. Bei Beanspruchung werden die aufgebrachtten Kräfte innerhalb der Kolloidstruktur durch die gegenseitige Behinderung der Asphaltmicellen aufgenommen. Diese Verteilung der Volumenanteile wird Gel-Zustand genannt, der von Viskositätserhöhungen begleitet wird und sich positiv auf den Verformungswiderstand von Asphalt auswirkt. Der Wechsel vom Sol-Zustand in den Gel-Zustand ist reversibel.

Nach ARAND [2] wird die Viskosität von Bitumen nicht nur durch die Temperatur selbst, sondern auch durch die Ansteuerung der Temperatur (Abkühlung oder Wiedererwärmung) beeinflusst (vgl. Kapitel 1).

Die Viskositätserhöhung von Bitumen in Abhängigkeit von der Zeit kann anhand der Abbildung 7 veranschaulicht werden. Danach nimmt die Viskosität des Bitumens bei konstanter Scherbeanspruchung infolge von Dissoziationsvorgängen ab.

Nach Entlastung findet eine erholungszeitabhängige Viskositätserhöhung statt, die auf Assoziationsvorgänge zurückzuführen ist. Diese zeitabhängige Viskositätserhöhung wird Thixotropie genannt.

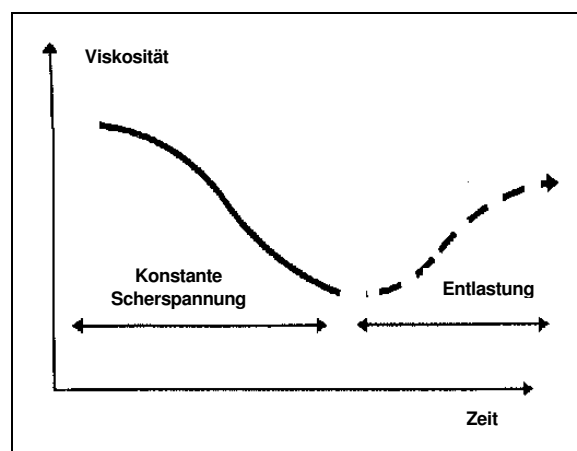


Abbildung 7: Zeitabhängige Viskositätserhöhung

Darüber hinaus ist die Viskosität von Bitumen beanspruchungsabhängig. Bitumen zählt u. a. zu den strukturviskosen Fluiden [31]. Strukturviskose Fluide sind dadurch gekennzeichnet, daß der zum Aufrechterhalten eines hervorgerufenen Fließvorgangs erforderliche Zuwachs an Schubspannung mit zunehmender Schergeschwindigkeit geringer wird (s. Abbildung 8).

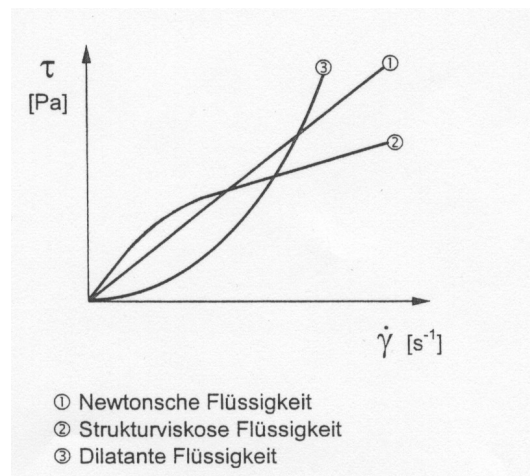


Abbildung 8: Fließkurven verschiedener Flüssigkeiten [31]

Zudem nimmt bei strukturviskosen Flüssigkeiten die Viskosität in einem Bereich mittlerer Schergeschwindigkeiten ab (s. Abbildung 9). Die Viskosität besitzt im Bereich sehr geringer Schergeschwindigkeiten und einer noch nicht durch Beanspruchung gestörten Struktur einen hohen konstanten Wert (erster Newtonscher Bereich), die „Null“-Viskosität genannt wird. Im Bereich sehr großer Schergeschwindigkeiten bei vollständig zerstörter Struktur ist die Viskosität nicht mehr von der Schergeschwindigkeit abhängig und relativ klein (zweiter Newtonscher Bereich).

Die beschriebene Viskositätsveränderung ist im ersten Newtonschen Bereich charakteristisch für den Gel-Zustand und im zweiten Newtonschen Bereich kennzeichnend für den Sol-Zustand.

Die auf der Grundlage der strukturviskosen Fluide beschriebene beanspruchungsabhängige Viskosität von Bitumen wird auch als Strukturviskosität bezeichnet.

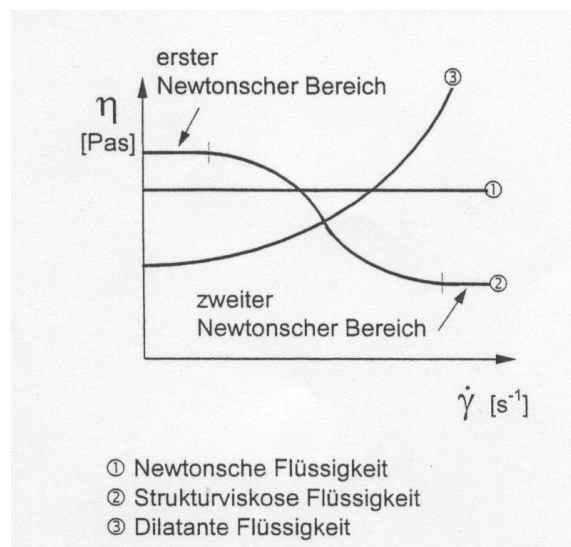


Abbildung 9: Viskositätskurven verschiedener Flüssigkeiten [31]

## **2.3 Belastungsformen und Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt**

Der Straßenkörper wird in der Realität durch statische und dynamische Kräfte beansprucht.

Ein parkendes Fahrzeug stellt eine statische Belastung dar, die bei langer Einwirkzeit zu Kriechvorgängen im Asphalt führen kann. Da die daraus resultierenden Asphaltverformungen in keinem direkten Zusammenhang mit Verformungen infolge frühzeitiger Radüberfahrten auf frisch eingebauten Asphaltschichten stehen, werden statische Belastungen nicht weiter betrachtet.

Im Folgenden werden daher nur dynamische Belastungen näher betrachtet.

Die Beanspruchung von Fahrbahnbefestigungen durch ein fahrendes Fahrzeug stellt eine kurzzeitige dynamische Belastung dar, wobei die Belastungszeit (Fahrgeschwindigkeit) eine große Rolle spielt.

Bei dynamischen Belastungen wird zwischen Impulsbelastungen und Belastungen mit harmonischen Schwingungen unterschieden. Beide Belastungsarten dienen zur Modulbestimmung und zur Ermittlung der Dauerfestigkeit von Asphalt.

Impulsversuche simulieren die Belastung kurzzeitig wirkender Kräfte aus Radüberfahrten in der Asphaltbefestigung. Dadurch wird im Asphalt eine kurzzeitig wirkende, zeitabhängige Normalspannung  $\sigma_z$  hervorgerufen (s. Abbildung 10). Diese kann labortechnisch durch eine stoßförmige Spannungsfunktion (Sinus-Schwellimpuls) angenähert werden (vgl. Abbildung 11). Die Dauer des Stoßes von ca. 20 ms entspricht dabei einer Radüberfahrt mit ca. 60 km/h.

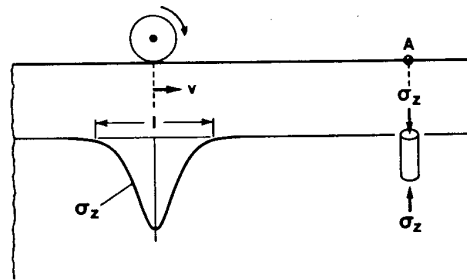


Abbildung 10: Spannungsverlauf für die Vertikalspannung  $\sigma_z$  unter einem rollenden Rad über einer räumlichen Breite  $l$  [5]

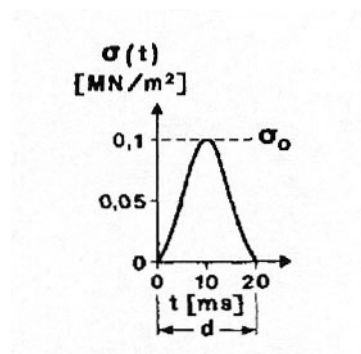


Abbildung 11: Sinus-Schwellimpuls  $\sigma(t)$ <sup>3</sup> [5]

In der Abbildung 12 ist zur Veranschaulichung die in einem Asphaltelement durch kurzzeitig wirkende Stöße erzeugte Längsdehnung  $\varepsilon(t)$  für zwei Temperaturen angegeben. Die sich nach dem Stoß einstellende Gesamtdehnung ist  $\varepsilon_g$ . Diese ist bei höheren Temperaturen größer als bei niedrigeren.

Die einzelnen Verformungsanteile können voneinander getrennt werden, wenn die Rückverformungen bei Entlastung betrachtet wird. Die Gesamtdehnung  $\varepsilon_g$  reduziert sich infolge viskoelastischer Stoffeigenschaften um den reversiblen Anteil  $\varepsilon_{rev}$ .

<sup>3</sup> Stand der Technik ist für Spannungen die Einheit MPa zu verwenden, was im Folgenden (mit Ausnahme übernommener Abbildungen) geschieht. Die Einheit MN/m<sup>2</sup> ist veraltet.

Ist die Zeit nach dem Spannungsstoß hinreichend groß, so verbleibt ein irreversibler bzw. bleibender Dehnungsanteil  $\varepsilon_{bl}$ . Dieser ist umso größer, je höher die Asphalttemperaturen sind. In diesen Fällen können die bleibenden irreversiblen Verformungsanteile zu Verformungsschäden führen.

Auf dieser Grundlage wird der effektive E-Modul  $E_{eff}$  definiert zu:

$$E_{eff} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_g} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 1}$$

$E_{eff}$  ist der E-Modul eines elastischen Vergleichskörpers, der bei einem Stoß die gleiche maximale Dehnung  $\varepsilon_g$  erfährt, wie der viskoelastische Körper.

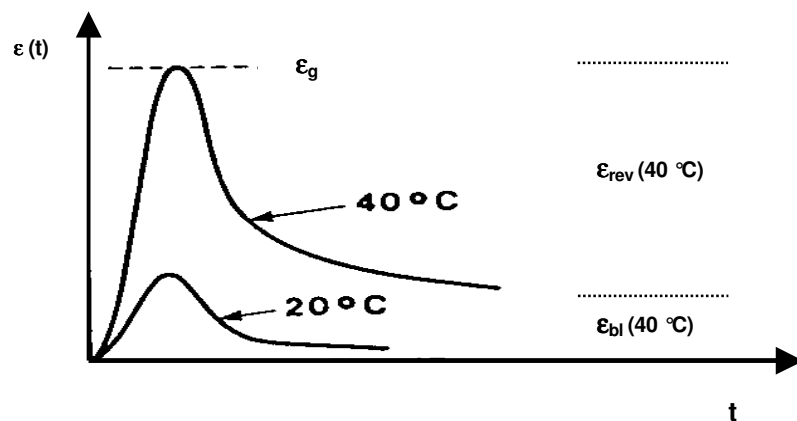


Abbildung 12: Zeitlicher Verlauf der axialen Dehnung  $\varepsilon(t)$  bei Belastung durch eine Normalspannung  $\sigma(t)$ , in Anlehnung an [1]

In Belastungsversuchen mit harmonischen Schwingungen wird im Probekörper eine sinusförmige Normalspannung  $\sigma(t)$  erzeugt (s. Abbildung 13). Dabei erfährt der Probekörper eine um den Materialphasenwinkel verschobene sinusförmige Dehnung  $\varepsilon(t)$  in Wirkungsrichtung der Kraft.



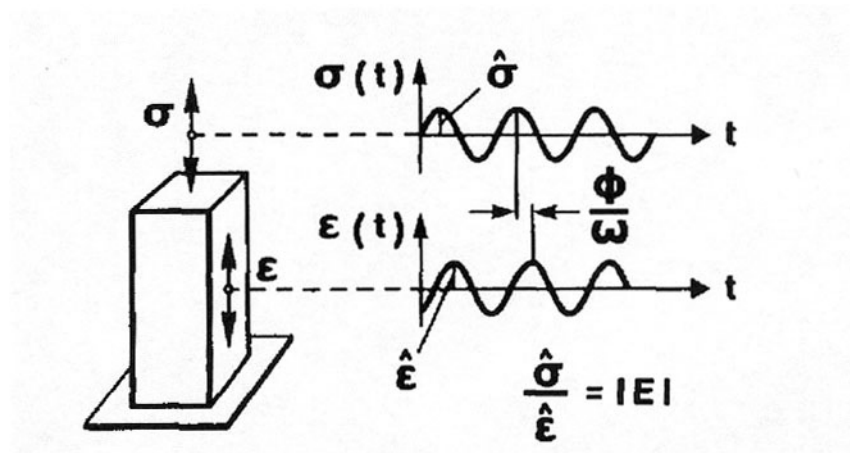


Abbildung 13: Sinusförmige Belastung eines Asphaltprobekörpers [5]

Die Belastungsversuche mit harmonischen Schwingungen ermöglichen die Definition eines absoluten Elastizitätsmoduls  $|E|$  für Asphalt (vgl. Abbildung 13).

$$|E| = \frac{\hat{\sigma}}{\hat{\epsilon}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 2}$$

Der Abbildung 14 ist der absolute Elastizitätsmodul  $|E|$  für einen Modellasphalt in Abhängigkeit von der Temperatur bei verschiedenen Frequenzen zu entnehmen.

Nach HÜRTGEN in [6] kann davon ausgegangen werden, daß der dynamischen Belastung von Fahrbahnbefestigungen durch Fahrzeugüberfahrten mit einer Geschwindigkeit von 60 km/h ein absoluter E-Modul  $|E|$  für eine Frequenz von 10 Hz entspricht.

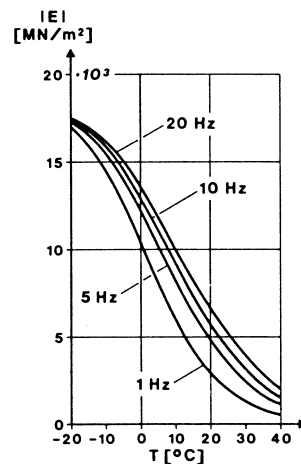


Abbildung 14: Absoluter Modul  $|E|$  in Abhängigkeit von der Temperatur für einen Modellasphalt [5]

Darüber hinaus kann der absolute Modul  $|E|$  nach FRANCKEN [7] sowie FRANCKEN und VERSTRAETEN [8] bestimmt werden.

Danach ist:

$$|E| = R \cdot E_{\infty} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 3}$$

Dabei ist  $E_{\infty}$  der Glasmodul, der bei sehr hohen Frequenzen und tiefen Temperaturen gemessen wird. Er ist eine Funktion allein der volumetrischen Zusammensetzung des Mischgutes.  $R$  ist der bindemittelabhängige Temperatur-Korrekturfaktor.

Rechnerisch ist  $E_{\infty}$  :

$$E_{\infty} = 1,436 \cdot 10^4 \cdot U^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot V_a} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 4}$$

Darin sind:

$$U = V_a / V_g$$

$V_a$  = Hohlraumvolumen [%]

$V_b$  = Bindemittelvolumen [%]

$V_g$  = Volumen der Gesteinkörnungen [%]

Die Größe  $R$  ist eine Funktion von  $Pen$ ,  $T_{RK}$ ,  $T$ , und  $f$ . Sie ist also abhängig von der Penetration  $Pen$  bei  $25\text{ °C}$ , der Temperatur  $T_{RK}$  des Erweichungspunktes ‚Ring und Kugel‘, der Temperatur  $T$  und der Belastungsfrequenz  $f$  beim dynamischen Versuch.

FRANCKEN und VERSTRAETEN haben auf der Grundlage von Biegeversuchen an Probekörpern aus verschiedenen Asphalten ein Rechenprogramm entwickelt, mit dem der absolute Modul  $|E|$  aus Mischgut- und Bindemitteldaten zu berechnen ist. Die daraus entwickelten Nomogramme zur Bestimmung des absoluten Moduls  $|E|$  sind in den Abbildung 15 und 16 enthalten.

Nach HÜRTGEN [6] und BUSECK [9] ergeben Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten einen Fehler bei der rechnerischen Bestimmung des E-Moduls  $|E|$  in der Größe von  $\pm 20\%$ .

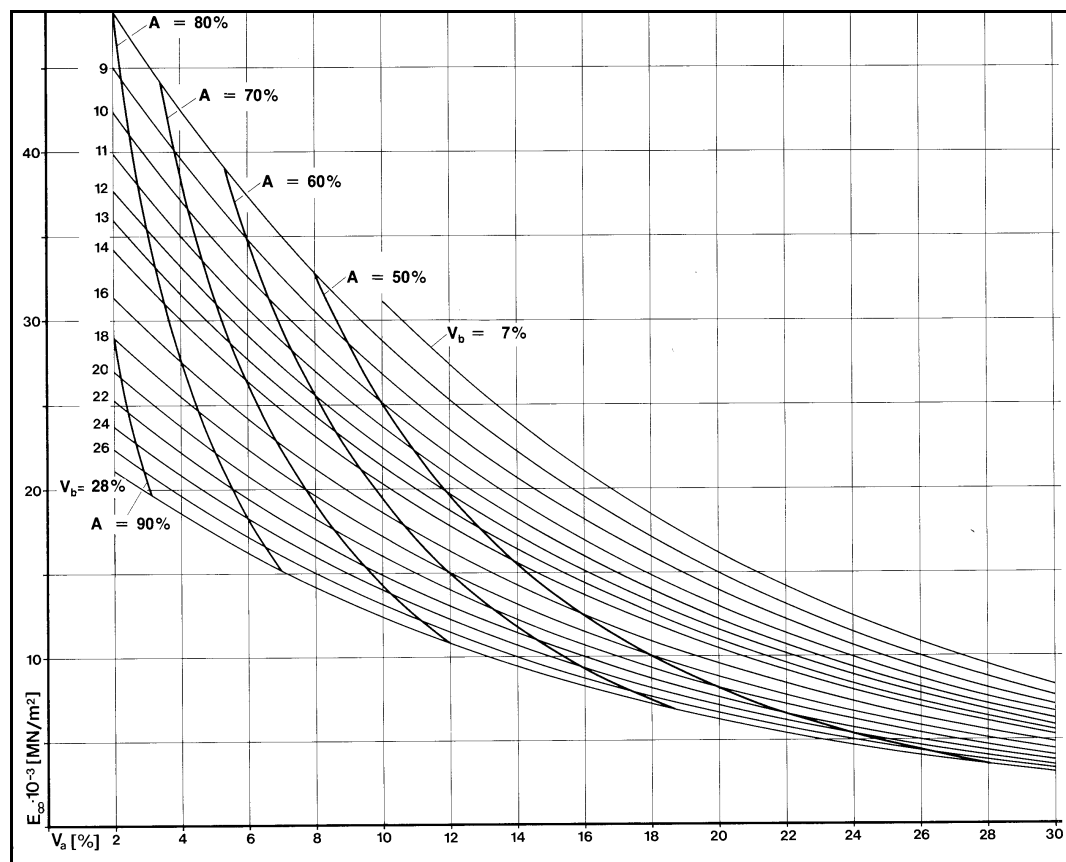


Abbildung 15: Nomogramm zur Ermittlung des Glasmoduls  $E_\infty$  [6]

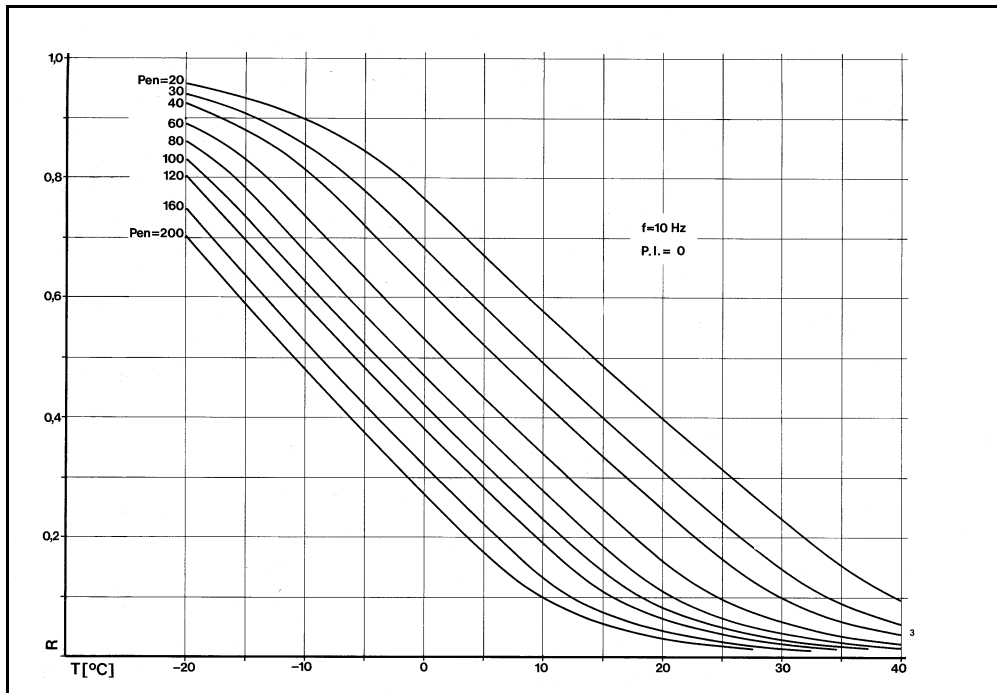


Abbildung 16: Nomogramm zur Ermittlung von R bei  $f = 10 \text{ Hz}$  [6]

Die Nomogramme, für die der Penetrationsindex (P. I.) gleich Null ist, sind für eine näherungsweise Bestimmung von R ausreichend. Der Penetrationsindex ist ein Maß für die Temperaturempfindlichkeit des Bitumens. Für  $P. I. < 0$  besteht eine stärkere, für  $P. I. > 0$  eine geringere Temperaturabhängigkeit von R.

Auf der Grundlage der Gleichung 5 kann der Penetrationsindex P. I. aus der Penetration bei  $25^\circ\text{C}$  und der Temperatur  $T_{\text{RK}}$  des Erweichungspunktes ‚Ring und Kugel‘ nach folgender Gleichung berechnet werden [6]:

$$T_{\text{RK}} = \frac{50 \cdot \lg\left(\frac{800}{\text{Pen}}\right)}{\frac{30}{(P.I. + 10)} - 1} + 25 \quad \text{Gleichung 5}$$

Bei Auflösung nach P.I. ergibt sich daraus:

$$P.I. = \frac{30}{50 \cdot \lg \left( \frac{800}{Pen} \right) + 1} - 10 \quad \text{Gleichung 6}$$

Als Beispiel ist in der Abbildung 17 für eine Penetration von  $Pen = 80$  und die Frequenz  $f = 10 \text{ Hz}$  die Temperaturabhängigkeit bei verschiedenen P. I.-Werten dargestellt. Es ist zu erkennen, daß sich bei einer hohen Temperaturempfindlichkeit größere Werte für  $R$  und damit für den Modul  $|E|$  ergeben als bei geringen Temperaturempfindlichkeiten.

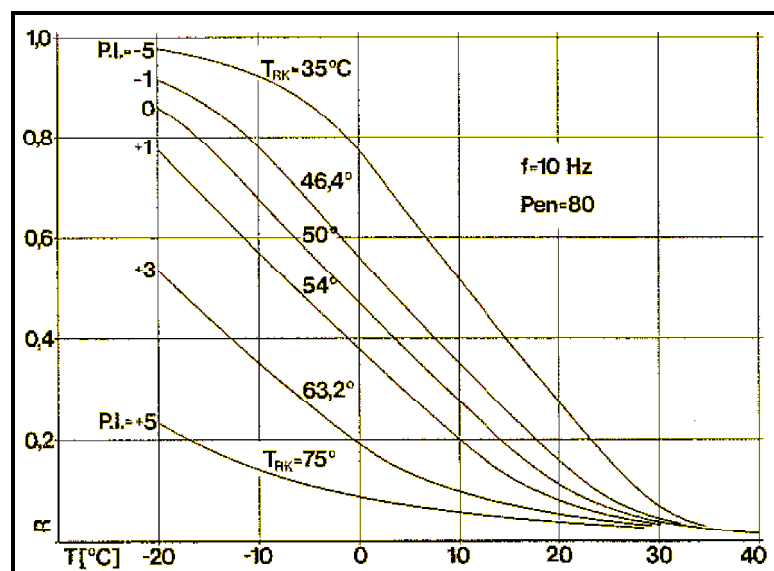


Abbildung 17: Temperaturabhängigkeit von  $R$  bei verschiedenen Penetrationsindizes P. I. [6]

VAN DER POEL [10] hat empirisch ein Nomogramm erstellt, mit dem bei Kenntnis der Viskositätswerte des Bitumens (Penetration  $Pen$  bei  $25 \text{ °C}$  und Temperatur  $T_{RK}$  des Erweichungspunktes ‚Ring und Kugel‘, oder P. I.) ein Viskoelastizitätsmodul  $E_{dyn}$  des Bitumens in Abhängigkeit von der Belastungszeit und der Temperatur ermittelt werden kann. Das Nomogramm zur Bestimmung von  $E_{dyn}$  ist in Abbildung 18 enthalten.

Weiterführend kann nach [11] der Steifigkeitsmodul  $S$  von Asphalt berechnet werden. Als Eingangsgrößen hierzu sind der ermittelte Viskoelastizitätsmodul  $E_{\text{dyn}}$  des Bitumens, das Bindemittelvolumen und das Volumen der Gesteinkörnungen zu verwenden. In der Abbildung 19 ist das Nomogramm zur Bestimmung des Steifigkeitsmodul  $S$  enthalten.

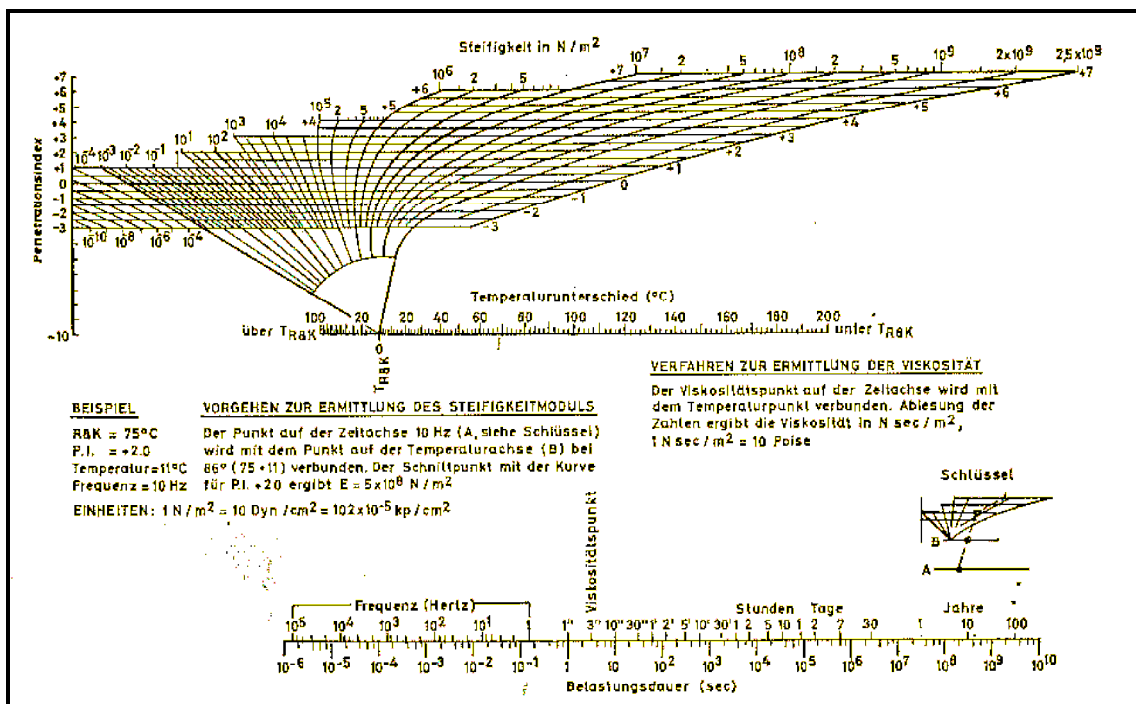


Abbildung 18: Nomogramm zur Bestimmung des Viskoelastizitätsmodul  $E_{\text{dyn}}$  [10]

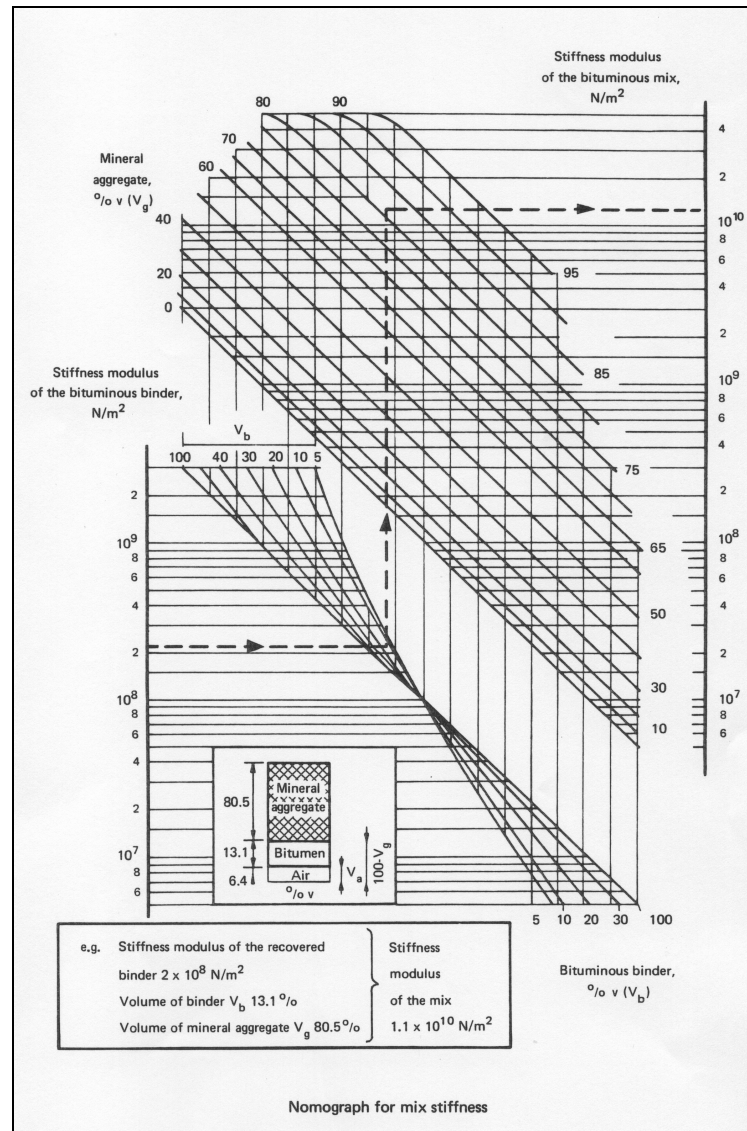


Abbildung 19: Nomogramm zur Bestimmung des Steifigkeitsmodul S (einschließlich Ablesebeispiel) [11]

## 2.4 Thermodynamik von Asphaltbefestigungen in der Abkühlphase

Der Wärmehaushalt bitumengebundenen Mischgutes und äußere Einflüsse haben einen wesentlichen Einfluß auf Verhalten und Reaktion bei Transport, Verarbeitung und Abkühlung von Asphaltbefestigungen.

Eine große Abkühlung des Asphaltes während des Transportes zur Einbaustelle führt dazu, daß die Verdichtungsfähigkeit abnimmt. Hierbei sind der Fahrtwind und der Wärmeübergang zur Transportmulde des LKW von großer Bedeutung. Beides führt zu einer ungleichmäßigen Temperaturverteilung im Asphaltmischgut, die mittels Infrarot-Thermografie [39] sichtbar gemacht werden kann.

Ein ordnungsgemäßer Einbau des Mischgutes erfolgt nur bei Einhaltung der erforderlichen Mindesttemperaturen, vgl. [3]. Hierbei sind die Umgebungstemperatur, die Windgeschwindigkeit, die Temperatur der Unterlage und Niederschläge sowie die Schichtdicke der Asphaltbefestigung wesentliche Einflußfaktoren.

Die Wärmeübergangsbedingungen an der Ober- und Unterseite der frisch eingebauten Asphalttschicht sind von besonderer Bedeutung [23; 27; 28]. Dabei kommt es an der Unterseite der Asphalttschicht zum Wärmeübergang zur Unterlage und an der Oberseite erfolgt der Wärmeübergang zur Luft (s. Abbildung 20).

Anm.: In Abbildung 20 ist die Temperaturverteilung idealisiert dargestellt. Im Allgemeinen ist die Temperaturverteilung an der oberen und der unteren Schichtgrenze nicht gleichförmig.

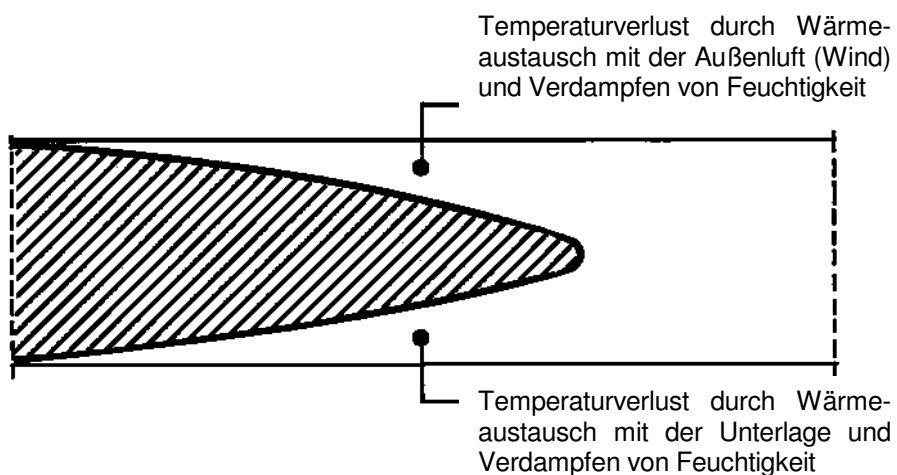


Abbildung 20: Abkühlung des eingebauten Mischgutes durch wetterbedingte Einflüsse [28]



Ein zu schneller Wärmeaustausch mit der Außenluft, der Unterlage sowie das Verdampfen von Feuchtigkeit (z. B. bei Regen) entziehen der Umgebung Wärme, führen in der frischen Asphaltschicht zu schnellem Temperaturverlust und somit zu einer verkürzten Verdichtungsfrist. Eine erfolgreiche Verdichtung ist bei zu geringer Belagstemperatur gefährdet (vgl. Abbildung 21). Bei dickeren Schichten ist die Verdichtungsfrist infolge höheren Wärmepotentials länger als bei dünneren Schichten.

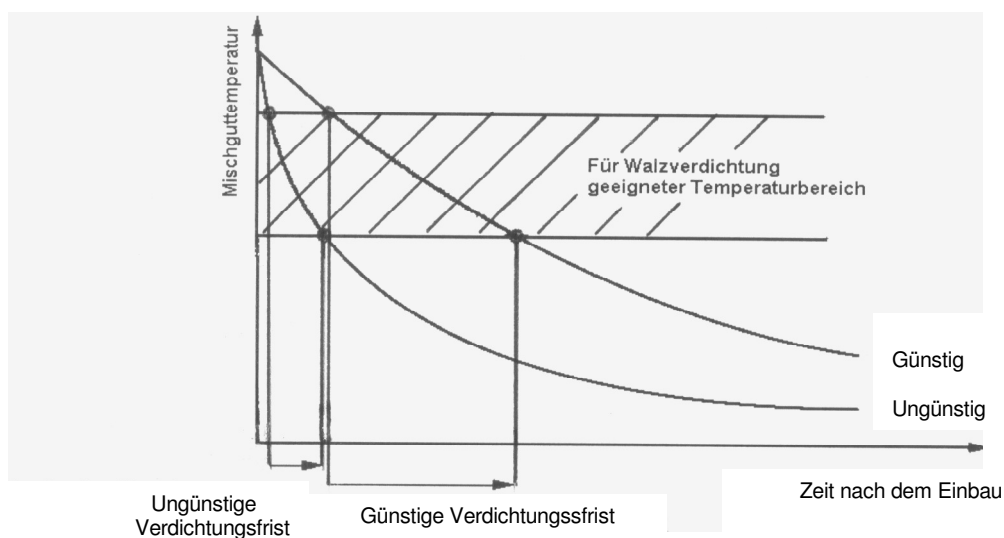


Abbildung 21: Die für eine wirksame Walzverdichtung verfügbaren Verdichtungsfristen, in Anlehnung an [28]

Der Wärmehaushalt der Asphaltbefestigung ist dabei eine Funktion der Asphaltoberflächentemperatur und der Asphaltkörpertemperatur [27]. Die Asphaltoberflächentemperatur wiederum hängt ab von:

- der Globalstrahlung
- der Lufttemperatur
- der relativen Luftfeuchte
- der Windgeschwindigkeit

Von großem Einfluß auf die Asphaltkörpertemperatur ist die Unterlage.

Die Darstellung des Wärmehaushaltes an der Straßenoberfläche erfolgt über folgende Wärmehaushaltsgleichung:

$$Q + B + L + V = 0 \quad [\text{W/m}^2] \quad \text{Gleichung 7}$$

$Q$  = Strahlungsbilanz  $[\text{W/m}^2]$

$B$  = Bodenwärmestrom  $[\text{W/m}^2]$

$L$  = Wärmeaustausch mit der Luft  $[\text{W/m}^2]$

$V$  = Wärmefluß infolge Verdunstung und Kondensation von Wasser  $[\text{W/m}^2]$

Anm.: Der von ARAND und LORENZL in [27] verwendete Begriff des Bodenwärmestroms wird im Rahmen dieser Arbeit auf den Wärmestrom der Unterlage reduziert. In den zitierten Gleichungen und wiedergegebenen Abbildungen wird auf eine Änderung des Begriffs Bodenwärmestrom verzichtet.

Der Einfluß des Wärmeflusses infolge Verdunstung und Kondensation von Niederschlag auf die Oberflächentemperatur kann vernachlässigt werden, da sich Wärmeverluste und Wärmegewinne gegenseitig ausgleichen. Dadurch vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$Q + B + L = 0 \quad [\text{W/m}^2] \quad \text{Gleichung 8}$$

Die qualitative Darstellung der Wärmeströme an der Straßenoberfläche ist in Abbildung 22 dargestellt (Niederschlagsereignisse werden hierbei nicht betrachtet).

Der Einfluß der Globalstrahlung an der Oberfläche ist am stärksten. Mit zunehmender Tiefe schwächt die Amplitude der Temperatur ab. Eine Erwärmung der Asphaltoberfläche im Sommer auf bis zu 50°C verzögert somit erheblich die Abkühlung einer frisch eingebrachten Asphaltbefestigung. Das Minimum der Temperatur wird erst nach Mitternacht erreicht.

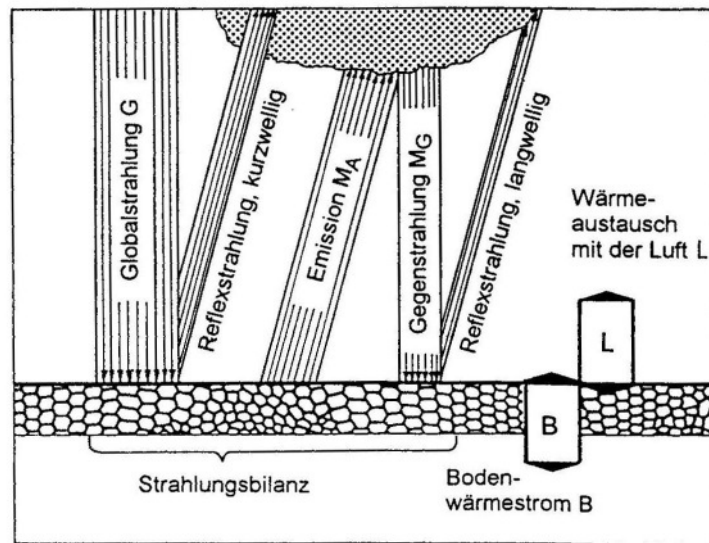


Abbildung 22: Wärmeströme an Fahrbahnoberfläche für einen sonnigen Tag [27]

### 3. Dynamische Prüfverfahren und Prüfgeräte zur Beschreibung des Verformungswiderstandes von Asphaltbefestigungen

Im Folgenden wird der Stand der Kenntnisse mit dynamischen Prüfverfahren in situ wiedergegeben, die in der Lage sind, die Tragfähigkeiten von Fahrbahnbefestigungen, Schichten ohne Bindemittel und Böden zu ermitteln (Kapitel 3.1).

Darüber hinaus wird in Kapitel 3.2 ein Überblick über diejenigen Prüfverfahren gegeben, mit denen bereits versucht wurde, das Verformungsverhalten von Asphaltbefestigungen praxisgerecht anzusprechen.

Anschließend wird im Kapitel 3.3 eines der zuvor beschriebenen Prüfverfahren mit dem Ziel ausgewählt, ein zerstörungsfreies, möglichst zuverlässiges, leicht zu handhabendes und wirtschaftliches Prüfverfahren auszuwählen und erforderlichenfalls weiterzuentwickeln, welches die Entwicklung der Asphalteeigenschaft Verformungswiderstand in der Abkühlphase präzise beschreiben kann.

Abschließend werden Überlegungen zur Modifikation des ausgewählten Prüfverfahrens für den Einsatz zur Prüfung frisch eingebauter Asphaltsschichten beschrieben (Kapitel 3.4).

### **3.1 Stand der Kenntnisse mit dynamischen Prüfverfahren in situ**

Bewertungen der momentanen mechanischen Zustandsgrößen einzelner Schichten einer Straßenbefestigung können zielführend mittels dynamischer Meßverfahren erfolgen. Diese bieten die Möglichkeit, die Beanspruchung von Straßenbefestigungen unter Verkehr nachzubilden.

Zur Messung der dynamischen Tragfähigkeit auf Fahrbahnbefestigungen, auf Schichten ohne Bindemittel (Frostschutzschichten, Schottertragschichten etc.) und Böden finden verschiedene dynamische Prüfverfahren Anwendung [15; 16; 17; 18].

Ein zerstörungsfreies, möglichst zuverlässiges, leicht durchzuführendes und wirtschaftliches Prüfverfahren ist der Dynamische Plattendruckversuch, der im Folgenden näher betrachtet wird.

Anmerkung: Die zur Prüfung von Beton einsetzbaren dynamischen Prüfverfahren seien hier der Vollständigkeit halber erwähnt. Hierbei wird zerstörungsfrei anhand von mechanischen Kenngrößen auf die Betondruckfestigkeit geschlossen. Da sich beim Beton keine, mit dem Asphalt vergleichbaren, Verformungen einstellen, wird auf diese Prüfverfahren im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen [12; 13; 14].

#### **Dynamischer Plattendruckversuch**

Der dynamische Plattendruckversuch ist ein Prüfverfahren für grob- und gemischtkörnige Böden zur Beurteilung der erreichten Verdichtung und Tragfähigkeit [18]. Im Gegensatz zum statischen Plattendruckversuch nach DIN 18134 [40] erfolgt die Belastung des Bodens beim dynamischen Plattendruckversuch durch einen abgefederten Stoß. Zur Durchführung des Prüfverfahrens ist ein Leichtes Fallgewichtsgerät (LFGG) erforderlich.

Hierfür gilt die Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau [18].  
Abbildung 23 zeigt das LFGG.

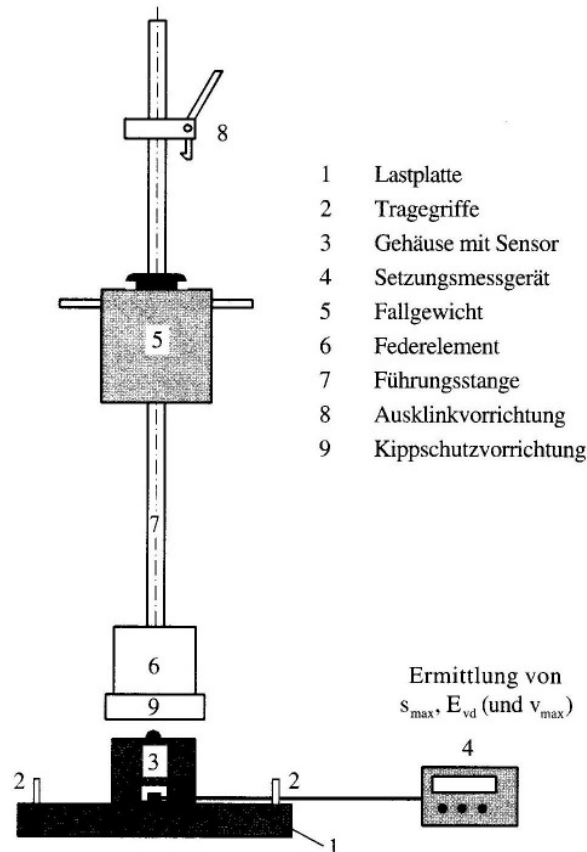


Abbildung 23: Schematische Darstellung des Leichten Fallgewichtsgerätes [18]

Die Belastungsvorrichtung besteht aus Fallgewicht (5), Federelement (6), Führungsstange (7) und Ausklinkvorrichtung (8).

Die Belastungsvorrichtung und die Setzungsmeßeinrichtung müssen nach der Herstellung und danach jährlich an dafür eingerichteten und durch die BAST autorisierten Prüfinstituten kalibriert werden. Hierbei wird die Stoßkraft  $F_s$  auf 7,07 kN durch Einstellung der Fallhöhe des Fallgewichts sowie die geforderte Stoßdauer zu 17 ms durch Vorspannen der Tellerfeder eingestellt. Zudem werden die mit der Meßeinrichtung gemessenen Setzungsamplituden den Ergebnissen einer induktiven Wegmessung gegenüber gestellt; die hierbei zu erreichende Anforderung an die Genauigkeit beträgt 0,02 mm.

Bei diesem Prüfverfahren wird der Boden über eine kreisförmige, als starr angenommene Lastplatte mit dem Radius  $r$  durch ein Fallgewicht stoßartig belastet. Die Stoßkraft  $F_s$  ist der Maximalwert des Impulses. Die Belastung wird mittels Federelement durch einen abgedehnten Stoß erzeugt. Die Stoßdauer beträgt 17 ms. Dadurch werden im Boden und im Prüfgerät Massenträgheitskräfte aktiviert, die den Bewegungsablauf beeinflussen.

Zur Durchführung der Messung ist die Meßstelle durch drei Stöße vorzubelasten. Anschließend sind nach Einschalten der Setzungsmeßeinrichtung drei weitere Stöße durchzuführen.

Hierbei wird die vertikale Beschleunigung der Lastplatte gemessen. Durch zweifache Integration kann die vertikale Bewegung der Lastplatte ermittelt werden.

Abbildung 24 zeigt den zeitlichen Verlauf der Stoßkraft  $F_s$  und der Setzung  $s$  bei Stoßbelastungen mit dem LF GG.

Für die Auswertung wird das arithmetische Mittel aus drei Setzungsmaxima als mittlere Setzung  $s$  berechnet.

Es bleibt anzumerken, daß über die Stoßdauer hinaus ( $t > 17$  ms) keine schlüssige Interpretation der ermittelten Setzungen möglich ist, da sich das LF GG-System nach dem Stoß entkoppelt.

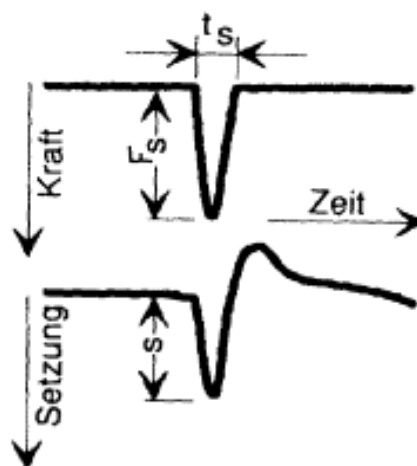


Abbildung 24: Zeitlicher Verlauf der Stoßkraft  $F_s$  und der Setzung  $s$  bei Stoßbelastungen mit dem LF GG

Die Amplitude der mittleren Normalspannung  $\sigma$  unter der Platte beträgt 0,1 MPa, wobei

$$\sigma = \frac{F_s}{A} = \frac{F_s}{\pi \cdot r^2} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 9}$$

$F_s$  = die Stosskraft [7,07 x 10<sup>-3</sup> MN]

$A$  = die belastete Fläche [m<sup>2</sup>]

$r$  = Stempelradius [m]

Der dynamische Verformungsmodul  $E_{vd}$  ist eine Kenngröße für die Verformbarkeit des Bodens unter einer definierten vertikalen Stoßbelastung mit der Stoßdauer  $t_s$ .

Sein Wert wird anhand der ermittelten Setzungsamplitude  $s$  der Lastplatte nach der Gleichung 10 berechnet.

$$E_{vd} = \left( \frac{1,5 \times r \times \sigma}{s} \right) \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 10}$$

$r$  = Stempelradius [m]

$\sigma$  = die Normalspannung [MPa]

$s$  = die Setzung [m]

Abbildung 25 zeigt exemplarisch ein Prüfprotokollausdruck für einen untersuchten Boden. Diesem ist unter anderem die Setzungsamplitude der Lastplatte zu entnehmen, welche durch zweifache Integration der gemessenen Beschleunigung der Lastplatte errechnet wird. Ebenso ist u. a. die durch 1-fache Integration errechnete Geschwindigkeit der Lastplatte enthalten sowie der errechnete dynamische Verformungsmodul  $E_{vd}$ .

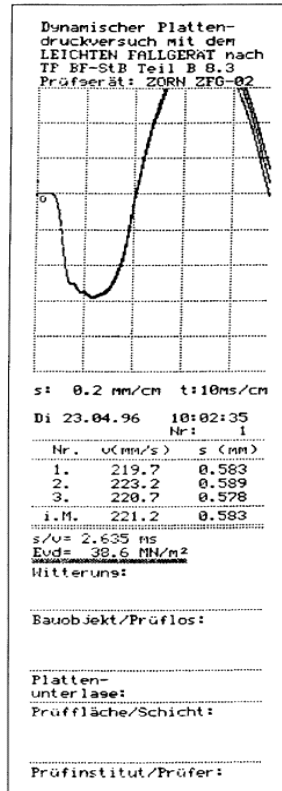


Abbildung 25: Exemplarischer Prüfprotokollausdruck eines mittels LFGG geprüften Bodens

WEINGART [32] betrachtet das Leichte Fallgewichtsgerät in weiterführenden Untersuchungen als Schwingungssystem. Als mögliches Ziel nennt er hierbei das Prüfen von Asphaltschichten. WEINGART mißt die Beschleunigung der Lastplatte und die eingeleitete Kraft. Durch Integration können die Schwingungsgeschwindigkeit und der Schwingweg der Lastplatte bestimmt werden. Darüber hinaus errechnet Weingart neben der maximalen Setzung der Lastplatte einen dynamischen Elastizitätsmodul  $E_{vd}$ , die dynamische Viskosität  $\eta_d$  und einen dynamischen Dämpfungsgrad  $\xi_d$  verschiedener Prüfflächen. Zur Ableitung der Bewegungsgleichungen für das Leichte Fallgewichtsgerät legt er das in Abbildung 26 dargestellte Zwei-Massen-Schwingmodell zugrunde.



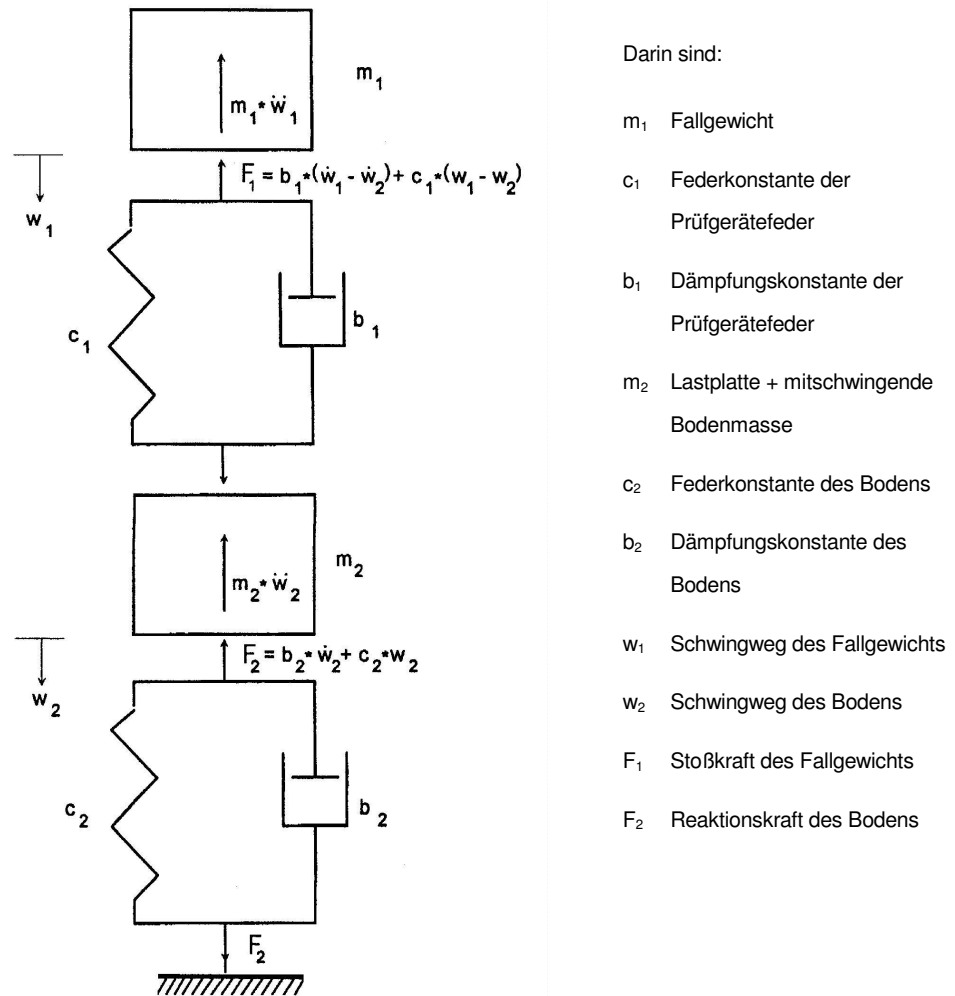


Abbildung 26: Gedämpftes Zwei-Massen-Schwingungssystem [32]

Abbildung 27 zeigt exemplarisch für ein verdichtetes Erdplanum (bindiger Boden) die gemessenen Beschleunigungs- und Stoßkraftkurven sowie die durch Integration ermittelten Geschwindigkeits- und Setzungskurven.

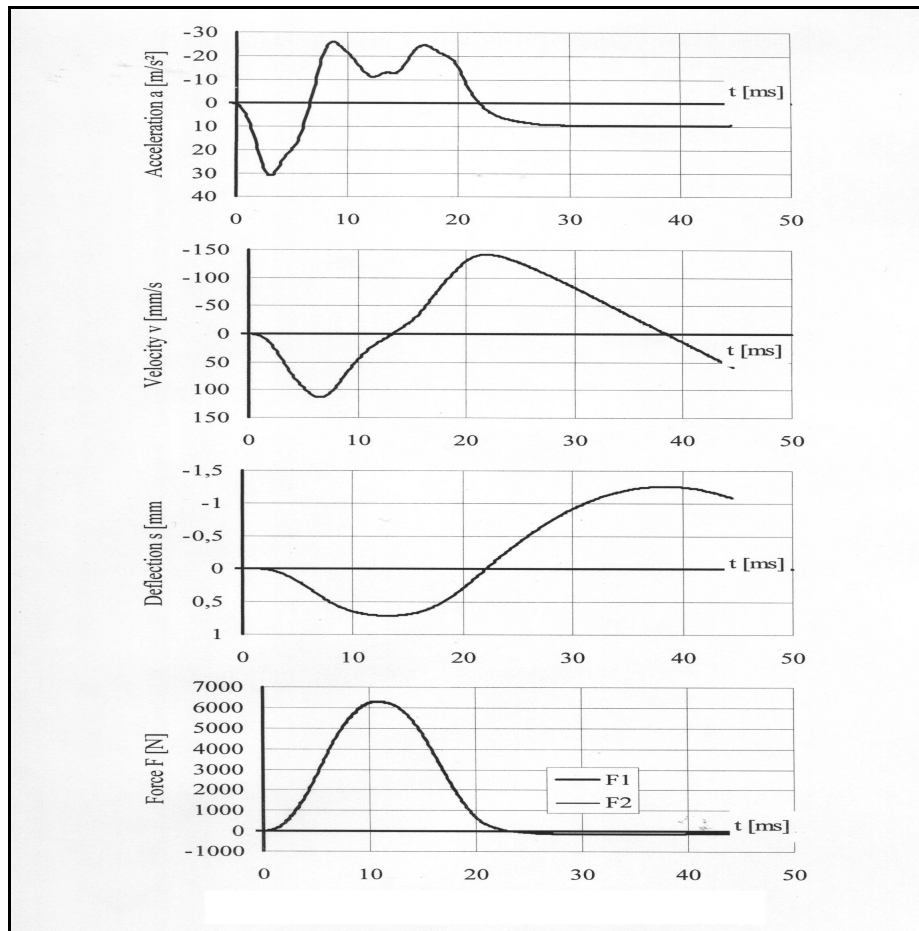


Abbildung 27: Versuchsergebnisse [32]

Nach Analyse dieser Diagramme bleibt folgendes festzustellen:

1. Die Bewegung der Lastplatte, dargestellt durch die Setzungskurve, ist nach dem Stoß ( $t > 17$  ms) nach oben größer als nach unten während des Stoßes ( $t \leq 17$  ms). Dieses ist unschlüssig.
2. Die dargestellte Beschleunigungskurve ist nach dem ersten Durchlaufen des Extremwertes ( $t > 10$  ms) nicht interpretierbar. Dieses Verhalten ist offensichtlich auf das Federelement zurückzuführen. Die dargestellten Schwankungen wirken sich auf die Ermittlung der Setzungskurven aus.

### **3.2 Möglichkeit zur praxisgerechten Ansprache des Verformungsverhaltens von Asphalten**

Die „Möglichkeit zur praxisgerechten Ansprache des Verformungsverhaltens von Asphalten in Abhängigkeit von Temperatur und Abkühlzeiten“ untersuchte GIPPERICH in [19]. Die hierbei untersuchten Asphalte waren Asphaltbeton 0/11 S, Splittmastixasphalt 0/8 S und Gussasphalt 0/11 S.

Es wurde mit einem komplexen Fallgewichtsgerät ZFG 2000 F der Firma Zorn, Stendal, gearbeitet, wobei unterschiedliche Prüfstempel (Prüfkalotte, Prüfkegel und California Bearing Ratio-Stempel (CBR-Stempel)) verwendet wurden.

Die Kalotte bestand aus einer Halbkugel mit 50 mm Radius. Der Kegel hatte an der Verbindungsstelle zum Prüfgerät einen Winkel von 90° und die Kegelspitze besaß einen Abrundungsradius von 10 mm. Der CBR-Stempel wies einen Durchmesser von 50 mm auf. Die Prüfunterlage war der geflieste Laborfußboden.

Bei Prüftemperaturen von 70 °C, 60 °C, 50 °C, 40 °C und 30 °C wurden dynamische Verformungsmodule  $E_{vd}$  (vgl. [18]) bestimmt. Eine Betrachtung der bleibenden Verformungsanteile erfolgte hierbei nicht.

Die „Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der dynamischen Stempeleindringtiefe mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes an verschiedenen Asphaltgemischen“ ist bei MELLWITZ in [20] nachzuvollziehen.

Es wurde die dynamische Stempeleindringtiefe mittels Druckstempel von 11,2 mm und 25,3 mm Durchmesser an Asphaltbeton 0/11, an Splittmastixasphalt 0/11 S, an Gussasphalt 0/11 S und an Asphaltbinder 0/22 S bestimmt; die dazu erforderliche Stoßkraft ist mit einer Kraftmeßdose aufgezeichnet worden. Bei Prüftemperaturen von 90 °C, 80 °C und 65 °C wurden für die Stempeleindringtiefen 1,25 mm, 2,5 mm und 5,0 mm dynamische CBR-Werte ermittelt und ausgewertet. Die für die untersuchten Asphaltgemische ermittelten dynamischen CBR-Werte in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur sind zusammenfassend in Abbildung 28 enthalten.

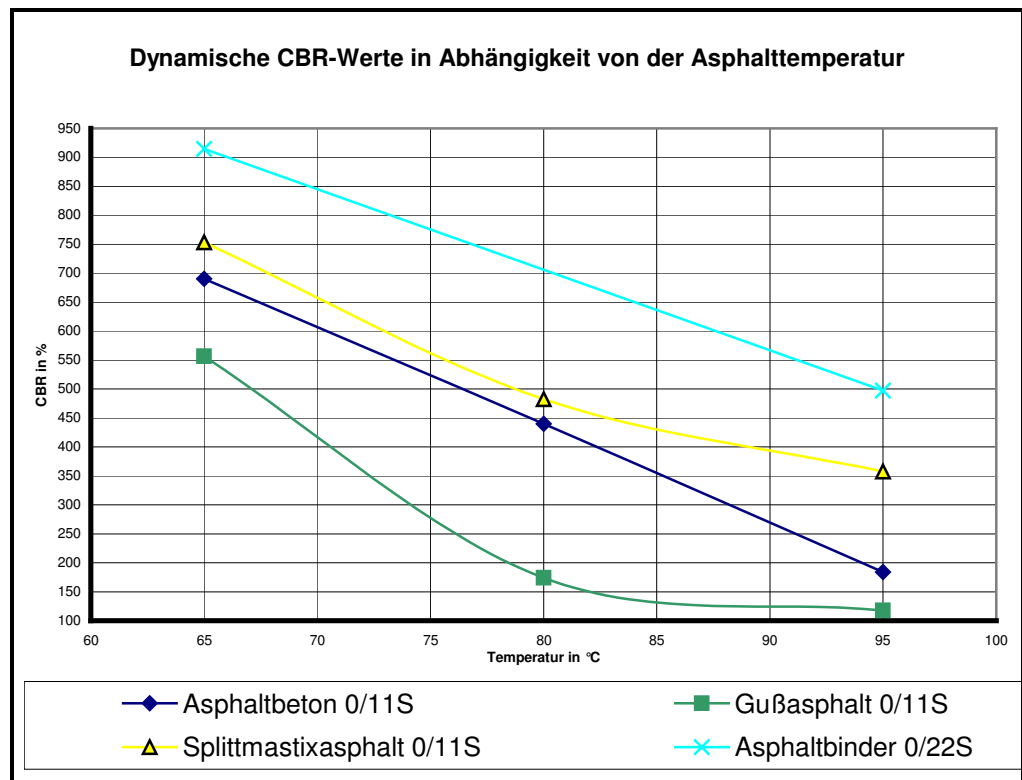


Abbildung 28: Dynamische CBR-Werte verschiedener Asphaltarten in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur [20]

Die dargestellten dynamischen CBR-Werte nehmen mit zunehmender Asphalttemperatur ab und sind für den untersuchten Asphaltbinder größer als für die untersuchten Deckschichtasphalte. Bei den Deckschichtasphalten weist der untersuchte Gußasphalt kleinere CBR-Werte auf als die untersuchten Walzasphalte. Eine differenzierte Erfassung der reversiblen und irreversiblen Verformungsanteile erfolgte nicht. Auf welche Bezugsgröße sich der errechnete CBR-Wert für die untersuchten Asphalte bezieht, ist in [20] nicht nachzuvollziehen.

NOLLE [21] führte Versuche auf frisch eingebauten Asphaltsschichten durch. Hierbei wurden Asphaltflächen durch Kugelkalotten mit einem Durchmesser von 75 mm und 50 mm sowie unterschiedlichen Fallgewichten und -höhen stoßweise belastet. Abbildung 29 zeigt die verwendeten Kugelkalotten.



Abbildung 29: Verwendete Kugelkalotten, Durchmesser 50 und 75 mm



Abbildung 30: Versuchsdurchführung

Die Kugelkalotte mit 75 mm Durchmesser wurde mit einem Fallgewicht mit einer Masse von 4,5 kg und einer Fallhöhe von 450 mm eingesetzt. Für die Kugelkalotte mit 50 mm Durchmesser betrug die Masse des Fallgewichts 2,5 kg und die Fallhöhe 300 mm.

Nach der Ausführung der Schläge wurde die maximale Einsenkung der Kugelkalotte und der Durchmesser der erzielten Verformung in Augenschein genommen und mittels Gliedermaßstab gemessen. Abbildung 27 zeigt die Hammerprüfung „Kugelkalotte mit 50 mm Durchmesser, Fallgewicht mit einer Masse von 2,5 kg und einer Fallhöhe von 300 mm“.

Es zeigte sich, daß dieses Verfahren nicht geeignet ist, um im interessanten Temperaturbereich differenzierbare Werte zu liefern.

### **3.3 Auswahl eines Prüfverfahrens**

Der in Kapitel 3.1 aufgezeigte Stand der Kenntnisse mit dynamischen Prüfverfahren in situ und die in Kapitel 3.2 enthaltenen Ansätze zur Ansprache des Verformungsverhaltens von Asphalten zeigen, daß der dynamische Plattendruckversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgerät (LFGG) die Möglichkeit bietet, die Entwicklung der Asphalteeigenschaft Verformungswiderstand in der Abkühlphase zu beschreiben.

Die Vorteile des LFGG sind:

- Zerstörungsfreies Prüfen
- Nachbildung der Beanspruchung durch rollenden Verkehr durch eine dynamische Prüfbelastung.
- Kurze Prüfzeiten durch einen Einzelimpuls
- Schnelle Versuchdurchführung; in 3 bis 4 Minuten ist eine Prüfung abgeschlossen und in-situ ausgewertet.
- Die Bedienung kann durch eine Arbeitskraft erfolgen.
- Im Vergleich zum statischen Plattendruckversuch ist kein Gegengewicht in Form eines beladenen LKW's und Baggers erforderlich. Der Einsatz eines Gegengewichts wäre auf frisch eingebauten Asphaltsschichten aufgrund der sich einstellenden bleibenden Verformungen ohnehin nicht denkbar.
- Aktuelle LFGG, wie bspw. das ZFG 2000 der Fa. Gerhard Zorn, Stendal ermöglichen die Speicherung von bis zu 50 Prüfungen auf einer Speicherkarte. Über einen Chipkartenleser ist somit mittels PC eine statistische Auswertung der Daten schnell und zuverlässig möglich.
- Grundsätzliche Verfügbarkeit der LFGG in den Straßenbauunternehmen und Ingenieurgesellschaften.
- Der Aufbau des LFGG ermöglicht vielfache Variationsmöglichkeiten wie Variation der Fallhöhe, Variation der Masse des Fallgewichts, Variation der Platten- und Stempeldurchmesser und Variation des Federelementes.

Aus den genannten Gründen werden im Folgenden die weiterführenden Untersuchungen mit dem LFGG durchgeführt. Hierzu werden Prüfgeräte der Fa. HMP, Magdeburg, sowie der Fa. Gerhard Zorn, Stendal, verwendet.

### **3.4 Grundsätzliche Überlegungen zur Modifikation des Leichten Fallgewichtsgerätes**

Die gewonnenen Erkenntnisse zeigen, daß sich die Prüfgrundsätze und die Geräteparameter des LFGG gemäß [18] nicht direkt vom Erdbau (elastoplastisch) auf die Prüfung von Asphaltsschichten (viskoelastisch) übertragen lassen.

Nachfolgend wird in Kapitel 3.4.1 auf die erforderlichen Modifikationen im Bezug auf die Fallhöhe des Fallgewichts, die Masse des Fallgewichts und den Lastplattendurchmesser eingegangen.

Anschließend erfolgt in Kapitel 3.4.2 eine differenzierte Betrachtung der mit dem LFGG zu gewinnenden Meßgrößen. Es wird der Frage nachgegangen, welche Größen erforderlich sind, um die Entwicklung des Verformungswiderstandes einer frisch eingebauten Asphaltsschicht in der Abkühlphase zu beschreiben.

#### **3.4.1 Variation der Fallhöhe und der Masse des Fallgewichts sowie des Lastplattendurchmessers**

Bereits bei ersten Versuchen mit dem in [18] bestimmten Lastplattendurchmesser von 300 mm zeigt sich, daß unter der Lastplatte im Asphalt augenscheinlich keine bleibenden Verformungen entstehen. Offensichtlich sind die unter der Lastplatte erzeugten Normalspannungen für den Einsatz auf Asphalt zu gering. Folglich sind auch die gemessenen Beschleunigungsamplituden zu gering. Der Impuls an das Beschleunigungsmessgerät ist kleiner als der Auslöseimpuls (engl. trigger). Die Auswerte-Software kann folglich keine Setzungen durch zweifache Integration berechnen.

Zur Prüfung frisch eingebauter Asphaltschichten ist es daher erforderlich, die Normalspannung unter der Lastplatte zu erhöhen. Hierzu gibt es folgende Möglichkeiten:

1. Vergrößerung der Fallhöhe des Fallgewichtes
2. Vergrößerung der Masse des Fallgewichtes
3. Verkleinerung des Lastplattendurchmessers

### **Vergrößerung der Fallhöhe des Fallgewichtes**

Am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig wurden Versuche mit unterschiedlichen Fallhöhen durchgeführt [33]. Die Fallhöhen wurden zwischen 740 mm und 600 mm variiert. Die Abbildung 31 zeigt exemplarisch die unterschiedlichen für einen Splittmastixasphalt (SMA) gemessenen Eindringtiefen infolge unterschiedlicher Fallhöhen von 740 mm und 600 mm. Der Vergleich der beiden Kurven zeigt, daß die mit 740 mm Fallhöhe erzeugten Eindringtiefen einen differenzierenderen Verlauf aufweisen. Dieses gilt insbesondere bei höheren Asphalttemperaturen.

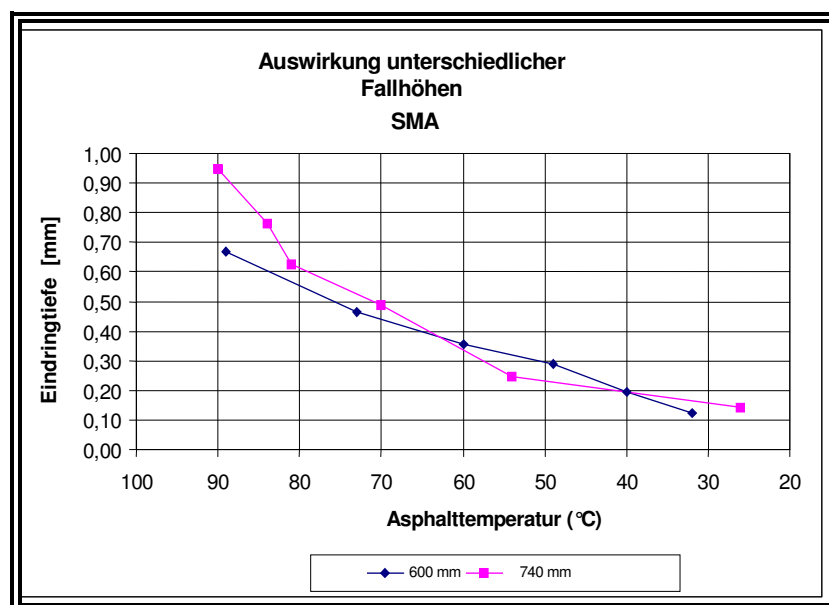


Abbildung 31: Eindringtiefen infolge unterschiedlicher Fallhöhen [33]



Für die folgenden Versuche wurde die der Prüfvorschrift und der Kalibrierung zugrundeliegende Regelfallhöhe von 740 mm festgelegt. Eine weitere Vergrößerung der Fallhöhe ist aus Gründen der Benutzerfreundlichkeit und aus Kostengründen nicht weiter verfolgt worden.

### **Vergrößerung der Masse des Fallgewichtes**

Die Stoßkraft des Fallgewichtes geht linear in die Berechnung der Normalspannung unter der Lastplatte ein, vgl. Gleichung 9. Eine Vergrößerung der Masse des Fallgewichtes um das 0,5-fache von 10 kg auf 15 kg erhöht die Normalspannung unter der Platte auf das 1,5-fache. Andererseits wird die Benutzerfreundlichkeit bei manueller Betätigung eingeschränkt.

### **Verkleinerung des Lastplattendurchmessers**

Der Radius der Lastplatte geht quadratisch in die Berechnung der Normalspannung unter der Lastplatte ein (vgl. Gleichung 9). Im Folgenden wird daher schwerpunktmäßig der Lastplatten-durchmesser variiert. Es ist hierbei darauf zu achten, daß sehr kleine Platten, die als Stempel zu bezeichnen sind, bei Asphalt-Temperaturen oberhalb von 40 °C nicht zerstörungsfrei prüfen, da hierbei unerwünschte, zu deutliche Eindringtiefen zu beobachten wären. Versuche am Institut für Straßenwesen sind mit variierten Stempeldurchmessern von 30 mm, 50 mm, 80 mm, 100 mm und 140 mm durchgeführt worden. Auf die Ergebnisse wird in Kapitel 4 eingegangen.

### 3.4.2 Vorüberlegungen zu den Meßgrößen

Das LF GG bietet derzeit die Möglichkeit, aus der Ganglinie der Beschleunigungsamplitude durch zweifache Integration die Kurve der Gesamteindringtiefe zu ermitteln. Für den interpretierbaren Teil dieser Kurve ( $t \leq 17 \text{ ms}$ ) stellt das Minimum die maximale Eindringtiefe der Lastplatte dar (s. Abbildung 32), die im Folgenden Gesamteindringtiefe  $s_g$  genannt wird.

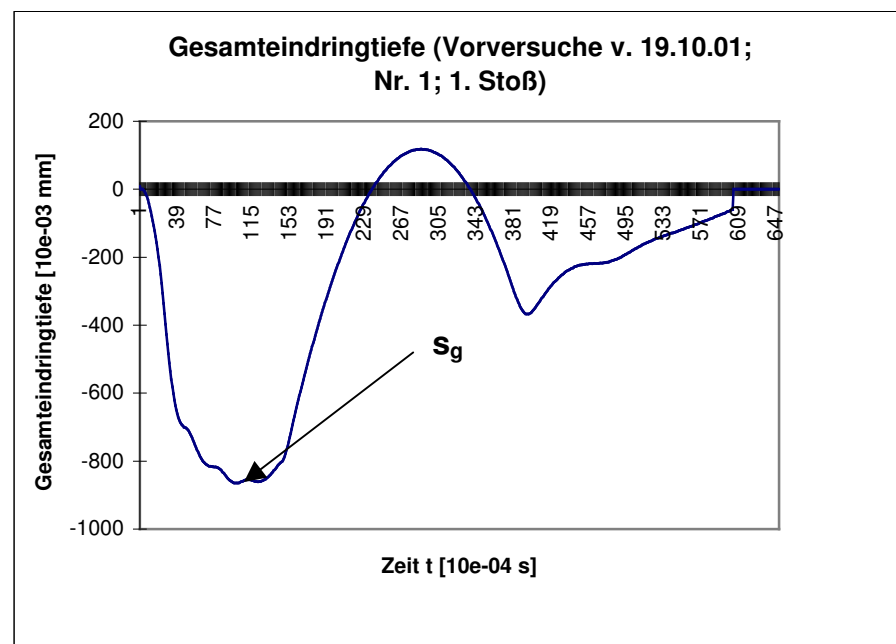


Abbildung 32: Gesamteindringtiefe  $s_g$ , exemplarisch

Die Gesamteindringtiefe  $s_g$  setzt sich aus einem reversiblen Anteil  $s_{rev}$  und einem irreversiblen bzw. bleibenden Anteil  $s_{bl}$  zusammen. Zur weiterführenden Betrachtung dient die Abbildung 33.

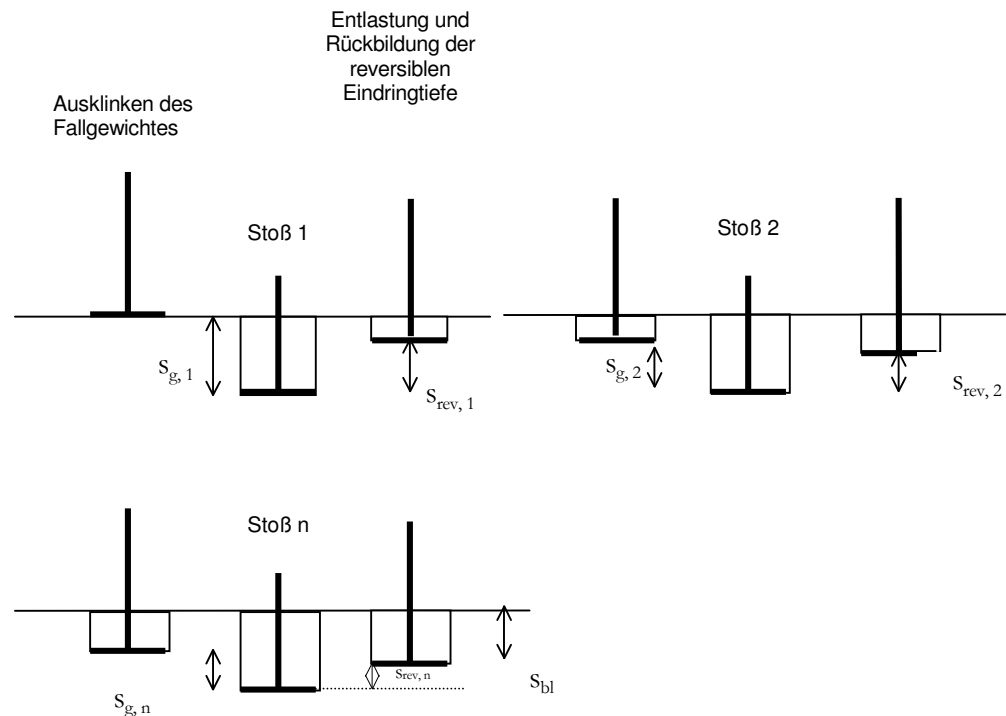


Abbildung 33: Ermittlung der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe

Die Gesamteindringtiefe  $s_g$  reduziert sich bei Versuchsende um den reversiblen Anteil  $s_{rev}$ .

Da die Lastplatte ab dem 2. Stoß bereits in der Eindringmulde des zuvor durchgeführten Stoßes liegt, ändert sich der Bezugshorizont der Gesamteindringtiefe  $s_g$  von Stoß zu Stoß.

Durch die Stöße kommt es zu einer Nachverdichtung des Asphaltes verbunden mit einer Reduzierung des Hohlraumvolumens. Anhand der Gleichung 4 ist zu erkennen, daß sich dadurch der absolute Asphaltmodul  $|E|$  erhöht. Die durch die Versuchsdurchführung mit dem LFGG erzeugten Gesamteindringtiefen  $s_g$  nehmen folglich infolge Konsolidierung von Stoß zu Stoß ab.

Es gilt:

$$S_{g, 1} > S_{g, 2} > \dots > S_{g, n}$$

Zur Beurteilung des Verformungswiderstandes einer frisch eingebauten Asphaltdeckenschicht in der Abkühlphase ist insbesondere die Kenntnis der bleibenden Eindringtiefe  $S_{bl}$  von Bedeutung.

Die bleibende Eindringtiefe  $S_{bl}$  wird wesentlich durch viskoses Verformungsverhalten gekennzeichnet. Sie kann nach  $n$  Stößen als kumulative Größe oder nach jedem Stoß als bleibende Eindringtiefe je Schlag ermittelt werden.

Die bleibende Eindringtiefe als kumulative Größe hat im Gegensatz zur Gesamteindringtiefe  $S_g$  stets den unverformten Asphalt als Bezugshorizont. Sie errechnet sich aus der Strecke zwischen der unverformten Asphaltdeckenschichtoberfläche und der Asphaltoberfläche in der Eindringmulde. Sie ist bisher mit dem LFGG nicht ermittelbar.

In den folgenden Versuchen wird daher das Ziel verfolgt, die Versuchsdurchführung derart zu modifizieren, daß neben der Gesamteindringtiefe  $S_g$  auch die bleibende Eindringtiefe  $S_{bl}$  ermittelt werden kann. Der Zielgedanke ist hierbei eine rechnergestützte kontinuierliche Erfassung der bleibenden Eindringtiefe je Stoß.

## **4. Ermittlung von Meßwerten an frisch eingebauten Asphaltsschichten und Auswertung**

Die Ermittlung von Meßwerten erfolgt nachfolgend zunächst in Form von Vorversuchen. Hierbei wird versucht, aus den mit dem Leichten Fallgewichtsgesät (LFGG) ermittelten Beschleunigungsdaten und den daraus durch zweifache Integration errechneten Gesamteindringtiefen das Verformungsverhalten von Asphalt in der Abkühlphase zu beschreiben (Kapitel 4.1).

Anschließend wird kurz auf bereits durchgeführte Versuche am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig eingegangen (Kapitel 4.2).

Darauffolgend werden in Kapitel 4.3 zielführend Meßwerte unter Baustellenbedingungen ermittelt. Hierbei wird besonderes Augenmerk auf die Ermittlung der bleibenden Eindringtiefen gelegt. Anschließend werden die Meßergebnisse ausgewertet und überprüft, inwieweit diese größenordnungsmäßig schlüssig sind und ob sie in einem plausiblen Verhältnis zu den bei zunehmender Abkühlung vorherrschenden viskoelastischen Stoffeigenschaften stehen.

### **4.1 Vorversuche mit dem Leichten Fallgewichtsgesät**

Im Rahmen von Vorversuchen soll zunächst versucht werden, aus den mit dem LFGG ermittelten Beschleunigungsdaten und den daraus durch zweifache Integration errechneten Gesamteindringtiefen das Verformungsverhalten von Asphalt in der Abkühlphase zu beschreiben.

#### **4.1.1 Versuchsdurchführung**

Auf der Grundlage der bisherigen Erkenntnisse wurden am 10.08.2001 und am 19.10.2001 Vorversuche mit einem modifizierten Leichten Fallgewichtsgesät durchgeführt. Hierbei ist im Wesentlichen der Lastplattendurchmesser (140mm/100mm) variiert worden. Eine gesonderte Erfassung der bleibenden Eindringtiefe erfolgte hierbei gerätebedingt nicht.

Im Folgenden wird auf die Vorversuche vom 19.10.2001 näher eingegangen. Es galten die in Tabelle 1 enthaltenen Randbedingungen.

<p><b>Objektspezifische Randbedingungen</b></p> <p>Geprüft wurde ein Asphaltbeton 0/8 mm mit Bitumen 70/100, Dicke 4 cm (Einbautag: 19.10.2001) auf ‚kalter‘ Asphalttragschicht ATC 0/32 mm, Bitumen 70/100 (Einbautag: 18.10.2001) auf darunterliegender Schottertragschicht aus Naturstein-Material 0/32 mm, B1. Es erfolgte keine Absplittung der Asphaltoberfläche.</p>
<p><b>Wetterbedingungen</b></p> <p>Lufttemperatur 10 °C, wechselhaft, trocken, Windstärke: 1</p>
<p><b>Geräteparameter ‚Leichtes Fallgewichtsgerät‘</b></p> <p>Zur Versuchsdurchführung wurde ein Leichtes Fallgewichtsgerät der Fa. HMP Prüfgerätebau, Magdeburg, verwendet. Die Aufzeichnung der Meßdaten erfolgte mit einem Computer. Die Daten wurden direkt aus der Setzungsmeßeinrichtung erfaßt.</p> <p>Die Belastungsvorrichtung wurde unverändert, d. h. entsprechend [18] eingesetzt, so daß die Stoßkraft 7,07 kN beträgt. Die Versuche wurden ohne Vorbelastung durchgeführt.</p> <p>Mit einem angeschlossenen Computer wurden für einen Stoß 652 Beschleunigungswerte aufgezeichnet. Die Schrittweite betrug hierbei 10 kHz (10 Werte = 1 ms). Die Aufzeichnungsdauer betrug somit ca. 65 ms.</p> <p>Der Durchmesser der eingesetzten Lastplatte betrug 100 mm.</p>
<p><b>Geräteparameter ‚Thermoelemente‘</b></p> <p>Die Asphalttemperatur wurden mit sog. Thermoelementen (umgangssprachlich: 2-Metall-Drähte-Meßgerät) an der Asphaltoberfläche, der Deckschichtmitte und am Übergang zur Unterlage gemessen.</p>

Tabelle 1: Prüfbedingungen am 19.10.2001

Die Versuche mit dem LF GG wurden nach den ersten Walzübergängen des Hauptverdichtungsvorgangs durchgeführt, um qualitative Unterschiede in den Gesamteindringtiefen der Platte besonders zu veranschaulichen. Die eingesetzte Lastplatte mit einem Durchmesser von 100 mm ist in Abbildung 34 dargestellt.

Die Versuchsdurchführung erfolgte ohne Vorbelastungsstöße. Ein Versuch beinhaltete vier Stöße. Die einzelnen Versuche erfolgten in einem zeitlichen Abstand von ca. 15 Minuten.



Abbildung 34: Lastplatte, Durchmesser 100 mm

Anm.: Durch die Verkleinerung des Lastplattendurchmessers hat sich die Masse der Lastplatte geändert. Im Rahmen dieser Arbeit geht der Verfasser davon aus, daß dieses nicht von Einfluß auf die Versuchsergebnisse ist.

#### 4.1.2 Auswertung der Meßergebnisse und Folgerung

Die während der Versuchsdurchführung gemessenen Temperaturen der Asphaltdeckschicht in der Abkühlphase zeigt Abbildung 35.

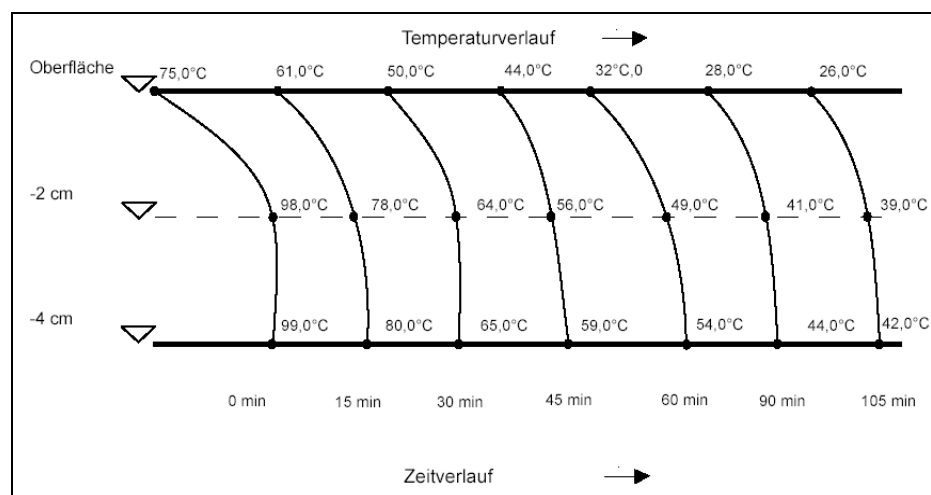


Abbildung 35: Temperaturen der Asphaltdeckschicht

Die Abbildung 36 zeigt exemplarisch die Ganglinie der Beschleunigungsamplitude für einen Stoß.

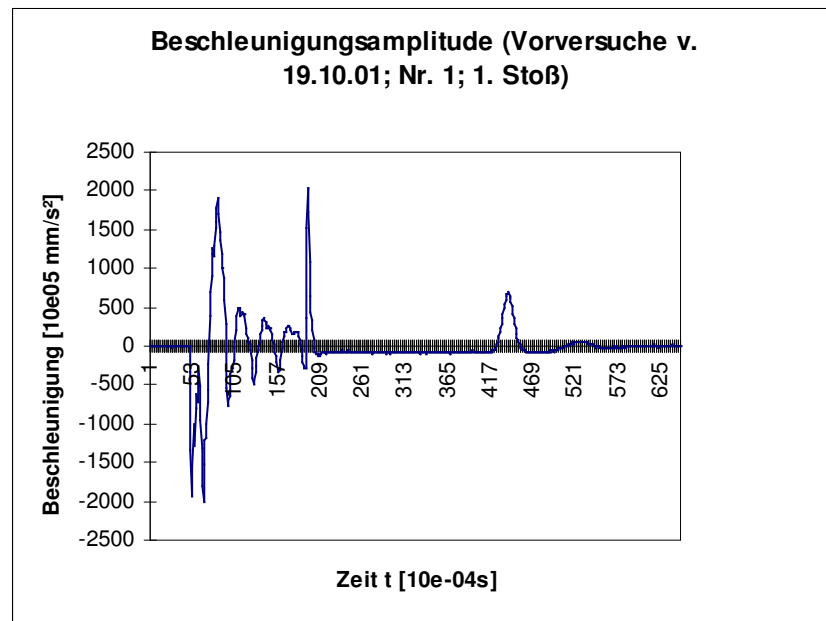


Abbildung 36: Beschleunigungskurve, exemplarisch

Für weiterführende Untersuchungen werden im Folgenden alle Ganglinien der gemessenen Beschleunigungsamplituden der Vorversuche vom 19.10.2001 näher betrachtet. Grundlage für eine diesbezügliche Auswertung sind dafür die Minima der Beschleunigungsamplituden  $a_1$  unmittelbar nach dem Stoß (s. Abbildung 37).

In der Abbildung 38 sind die Beschleunigungsmaxima  $a_1$  eines jeden Stoßes dargestellt; es handelt sich folglich bei acht Versuchen mit jeweils vier Stößen um 32 dargestellte Beschleunigungsmaxima  $a_1$ . Zudem ist die mittlere Asphalttemperatur für jeden Versuch angegeben.



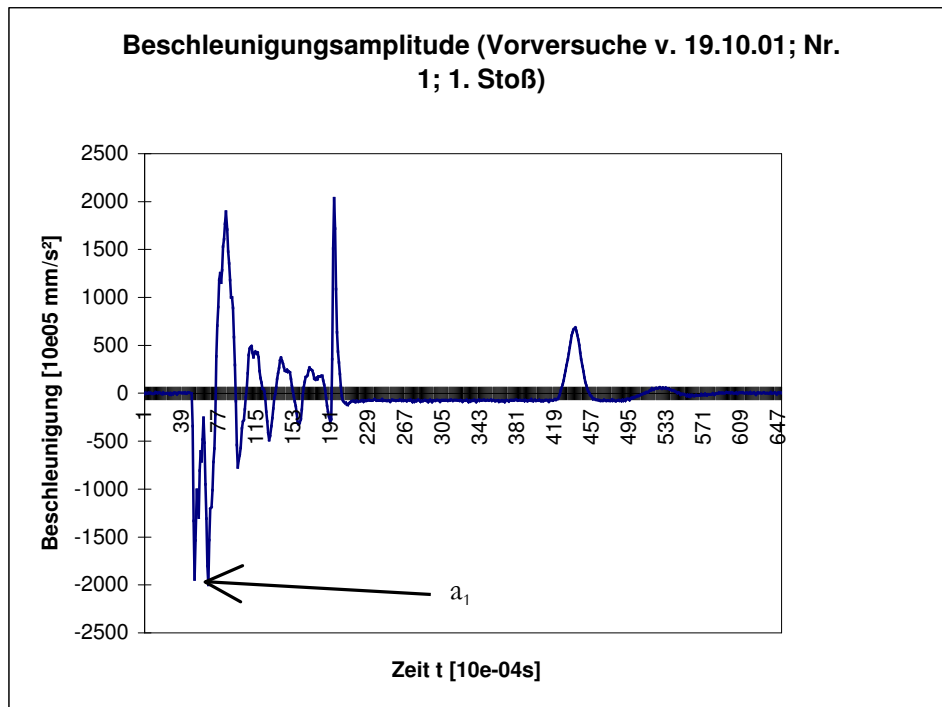


Abbildung 37: Beschleunigungskurve, exemplarisch

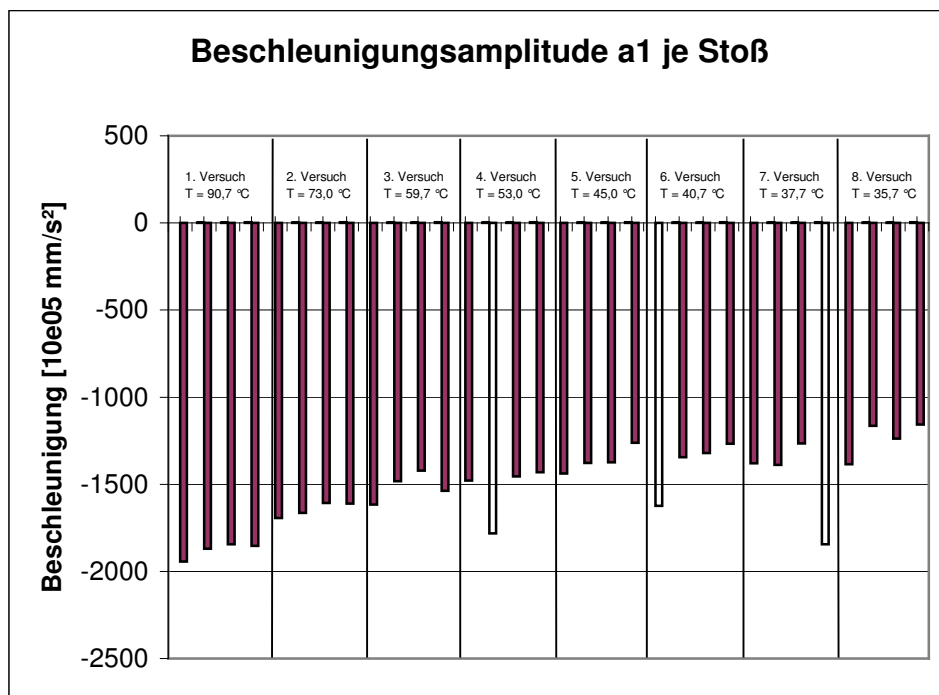


Abbildung 38: Beschleunigungsmaxima  $a_1$  je Stoß (Ausreißer<sup>4</sup> sind nicht farbig angelegt)

<sup>4</sup> Bei den o. g. Ausreißern kann es sich um technische oder statistische Ausreißer handeln [35].

Es zeigt sich, daß sich innerhalb der Versuche die Beschleunigung der Lastplatte von Stoß zu Stoß verringert, was auf die Nachverdichtung des Asphaltes durch die Stöße zurückzuführen ist.

Zudem ist signifikant, daß sich die Beschleunigung der Lastplatte in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur ändert. Sie verringert sich durch die Abkühlung.

Weiterführend lassen sich aus den erfaßten Ganglinien der Beschleunigungen durch zweifache Integration die Gesamteindringtiefen errechnen.

Abbildung 39 zeigt exemplarisch die zur Beschleunigungsamplitude der Abbildung 36 errechnete Ganglinie der Gesamteindringtiefe.

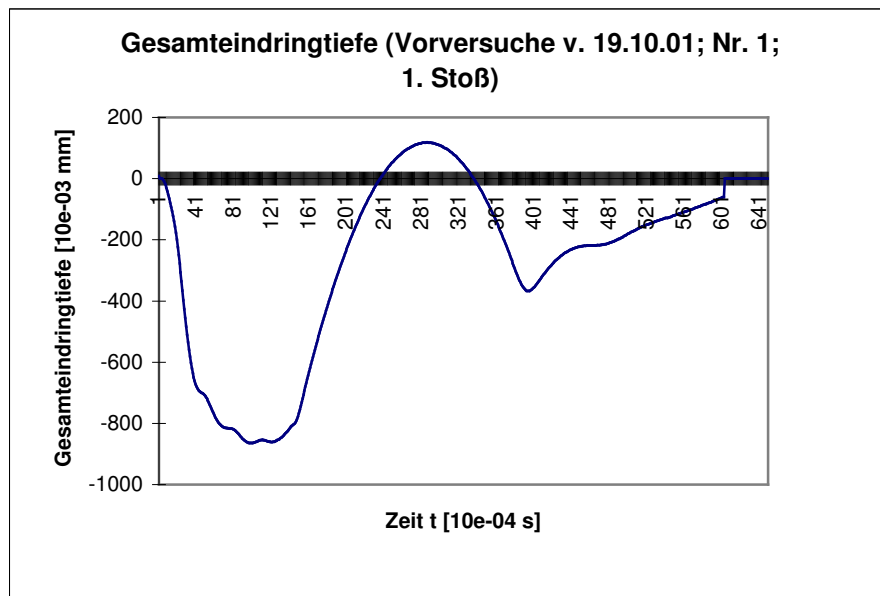


Abbildung 39: Gesamteindringtiefe, gemäß Abbildung 36

Eine grafische Überlagerung aller vier Gesamteindringtiefen-Ganglinien eines Versuches ist Abbildung 40 zu entnehmen.

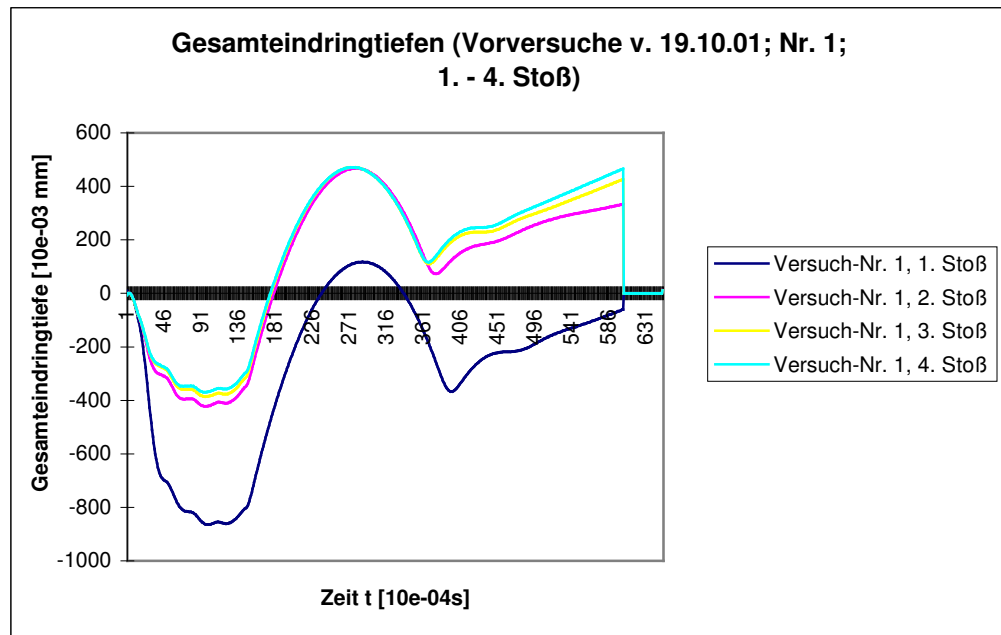


Abbildung 40: Gesamteindringtiefen, überlagert, exemplarisch

Die in Abbildung 40 dargestellten Gesamteindringtiefen nehmen durch Nachverdichtung ( $T = \text{const.}$ ) von Stoß zu Stoß ab.

Die Gesamteindringtiefe  $s_g$  ergibt sich aus dem Minimum bei ca. 12 ms und wird für weiterführende Auswertungen herangezogen (vgl. Kapitel 3.4.2).

In der Tabelle 2 sind hierzu die Zeitpunkte der Messungen, die dabei gemessenen Temperaturen, die ermittelten Gesamteindringtiefen  $s_g$  der Lastplatte und die mittels linearer Regression errechneten Steigungsmaße der Gesamteindringtiefen enthalten. Die Temperatur ist darin als arithmetischer Mittelwert aus der Temperatur an der Oberfläche, in Schichtmitte und an der Schichtgrenze zur Unterlage enthalten.

Bei den Gesamteindringtiefen  $s_{g,1}$  (Zeit 10:35, Temp. 40,7 °C) und  $s_{g,1}$  (Zeit 10:50, Temp. 37,7 °C) handelt es sich um Ausreißer, die in der Tabelle kursiv dargestellt sind und in der Auswertung nicht weiter berücksichtigt werden [35] und [37].

Für die Gesamteindringtiefen  $s_{g,3}$  und  $s_{g,4}$  (Zeit 11:05, Temp. 35,7 °C) wird unterstellt, daß es sich hierbei nicht um Ausreißer, sondern um Meßungenauigkeiten handelt. Diese sind in der Tabelle kursiv dargestellt.

Zeit	Temp.	Gesamteindringtiefe				Steigungsmaß
		$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	
	°C	mm				mm/n
09:20	<b>90,7</b>	0,864	0,396	0,359	0,348	-0,1585
09:35	<b>73,0</b>	0,629	0,351	0,339	0,321	-0,0936
09:50	<b>59,7</b>	0,501	0,371	0,334	0,321	-0,0577
10:05	<b>53,0</b>	0,514	0,385	0,347	0,302	-0,0674
10:20	<b>45,0</b>	0,383	0,296	0,287	0,259	-0,0381
10:35	<b>40,7</b>	0,847	0,299	0,260	0,247	-0,0260
10:50	<b>37,7</b>	0,788	0,265	0,235	0,219	-0,0230
11:05	<b>35,7</b>	0,239	0,194	0,179	0,180	-0,0192

Tabelle 2: Gesamteindringtiefe in Abhängigkeit von der mittleren Temperatur und der Zeit

Die Gesamteindringtiefen nehmen innerhalb eines Versuchs von Stoß zu Stoß ab. Dieses bestätigt die für die Abbildung 40 festgestellte Konsolidierung infolge Nachverdichtung.

Bezugnehmend auf den absoluten E-Modul  $|E|$  (vgl. Gleichung 3 und 4) kann davon ausgegangen werden, daß sich dieser durch Verringerung des Hohlraumvolumens infolge Nachverdichtung vergrößert.

Darüber hinaus sind die Gesamteindringtiefen von der Temperatur abhängig und nehmen mit sinkender Asphalttemperatur ab.

Die Gesamteindringtiefen  $s_{g,1}$  bis  $s_{g,4}$  eines jeden Versuchs sind zudem einer linearen Regression unterzogen worden. Die somit berechneten Steigungsmaße sind ebenfalls in der Tabelle 2 enthalten und werden mit abnehmender Temperatur tendenziell kleiner. Das bedeutet, daß die Empfindlichkeit des Asphaltes gegenüber Beanspruchung mit der Temperatur abnimmt.

Die Vorversuche haben gezeigt, daß aus den mit dem LFGG zu ermittelnden Beschleunigungsdaten und den daraus durch zweifache Integration errechneten Eindringtiefen das Verformungsverhalten von Asphalt in der Abkühlphase grundsätzlich zu beschreiben ist.

Allerdings sind zielführende Erkenntnisse mit dem eingesetzten Gerät und der Versuchsdurchführung bisher nur ansatzweise zu gewinnen.

Es bleibt festzustellen:

1. Für die untersuchten Asphalte konnten die Temperaturverteilung in der Asphaltdeckschicht, die Ganglinien der Beschleunigungsamplituden für jeden Stoß und die Gesamteindringtiefen für jeden Stoß ermittelt werden.
2. Eine schlüssige Interpretation der Beschleunigungskurven ist nicht möglich. Hier wäre zur Glättung der Ober- und Unterschwingungen eine weiterführende Filterung der Beschleunigungsdaten erforderlich. Das geht jedoch immer – im Hinblick auf die zweifache Integration zur Errechnung der Eindringtiefen – zu Lasten der Genauigkeit und wird daher nicht weiter verfolgt.
3. Mit zunehmender Abkühlung wird die potentielle Energie des Fallgewichtes weniger in Verformungsenergie, sondern zunehmend in Rückprallenergie umgewandelt, was auf die viskoelastischen Asphalteigenschaften zurückzuführen ist.
4. Es zeigt sich analog zu Kapitel 3.1, daß die ermittelten Gesamteindringtiefen nur bis Ende des Stosses die tatsächliche Bewegung der Lastplatte wiedergeben. Sie sollten deshalb nur bis dahin interpretiert werden, da sich anschließend das Zwei-Massen-Schwingungssystem ‚LFGG‘ entkoppelt und nicht mehr druckfest verbunden ist. Das bedeutet, daß die Beschleunigungs- und Eindringtiefenkurven über den Zeitraum des Stoßes hinaus ( $t > 17 \text{ ms}$ ) nicht weiter diskutiert werden können.

5. Die Minima der Gesamteindringtiefenkurven ergeben die Gesamteindringtiefe  $s_g$  je Stoß (vgl. Abbildung 32), die von der Temperatur abhängig ist und mit sinkender Asphalttemperatur abnimmt. Das bedeutet, daß die Empfindlichkeit des Asphaltes gegenüber Beanspruchung mit der Temperatur geringer wird.

Folglich gilt, daß die Bildung von arithmetischen Mitteln aus den Einzelwerten der Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  nicht für alle Temperaturen in der Abkühlphase gleich zutreffend ist. Eine Auswertung in Anlehnung an [18] über mittlere Gesamteindringtiefen je Versuch ist somit nicht zielführend.

Zudem nehmen die Gesamteindringtiefen  $s_g$  innerhalb eines Versuchs von Stoß zu Stoß ab, was eine Asphaltkonsolidierung infolge Nachverdichtung veranschaulicht (vgl. Kapitel 3.4.2).

6. Die durch das LFGG ermittelten Gesamteindringtiefen sind nicht in reversible und irreversible Anteile aufteilbar. Die Bestimmung der bleibenden Eindringtiefe  $s_{bl}$  nach jedem Stoß oder als kumulative Größe ist derzeit mit dem eingesetzten Gerät nicht möglich. Die wesentliche Merkmalsgröße zur Beschreibung der Asphalteeigenschaft Verformungswiderstand steht somit nicht zur Verfügung.
7. Die Versuche wurden nach den ersten Walzübergängen des Hauptverdichtungs Vorgangs durchgeführt. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, um qualitative Unterschiede in den Gesamteindringtiefen besonders zu veranschaulichen. In weiteren Versuchen wird erst nach dem Ende der Hauptverdichtungsarbeit geprüft.
8. Um den aktuellen hohen Anforderungen an die Griffbarkeit auf Asphaltdeckschichtbelägen nachzukommen, müssen rechtzeitig vor der Beendigung der Verdichtungsarbeit eine Absplittung der Oberfläche und ein Einwalzen des Splitts erfolgen. Die Prüfung kann folglich erst nach Abschluß dieser Arbeiten aufgenommen werden.

9. Erwähnenswert ist das Problem der Meßgenauigkeit. Die ermittelten Gesamteindringtiefen unterscheiden sich im 1/100 und sogar 1/1000 Millimeter-Bereich (vgl. Tabelle 2). Die nach [18] geforderte und am LFGG kalibrierte Meßgenauigkeit für die Setzungsamplitude ist „im Bereich von 0,2 mm bis 1,0 mm mindestens  $\pm 0,02$  mm“.

Das bedeutet, daß die Messungen auf frischen Asphaltsschichten in der Abkühlphase teilweise außerhalb des kalibrierten Meßbereiches durchgeführt werden.

10. Der eingesetzte Lastplattendurchmesser  $D = 100$  mm ermöglicht keine Messungen mehr im Asphalttemperaturbereich kleiner  $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Hierfür sind die Normalspannungen unter der Lastplatte zu klein. Aus diesem Grund ist der Lastplattendurchmesser weiter zu reduzieren. Hierbei sind dann aufgrund der Kippgefahr des LFGG zusätzliche stabilitätserhöhende Maßnahmen erforderlich. Diese können durch den Einsatz des Unterteils eines CBR-Prüfgerätes (vgl. Abbildung 41) erzielt werden.



Abbildung 41: Unterteil des CBR-Prüfgerätes

11. Bisher ist der Einfluß des Untergrundes, des Unterbaus und des bereits eingebauten Oberbaus bis zur Tragschicht bzw. Binderschicht nicht näher betrachtet worden. Dieser ist jedoch von Bedeutung, da während des Einbau- und des Abkühlvorgangs ein Wärmetransport in die Unterlage stattfindet.

## **4.2 Weiterführende Untersuchungen am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig**

Bei weiterführenden Untersuchungen am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig konnten Zusammenhänge zwischen der Gesamteindringtiefe und der Temperatur nachgewiesen werden [33].

Das Leichte Fallgewichtsgesetz wurde mit einem Stempel mit 50 mm Durchmesser versehen und an unterschiedlichen Asphalten (Deck-, Binder- und Tragschichten) erprobt. Der eingesetzte Stempeldurchmesser erwies sich (in Zusammenhang mit dem eingesetzten Fallgewicht mit einer Masse von 10 kg) für Temperaturen unterhalb 45 °C als zu groß.

Eine weitere Differenzierung konnte bei tieferen Belagstemperaturen nicht nachgewiesen werden. Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an [18].

Abschließend wurde ein Stempel mit 30 mm Durchmesser eingesetzt. Mit diesem konnte auch bei Temperaturen unterhalb von 45 °C eine Differenzierung in Abhängigkeit von der Temperatur erfolgen. Es zeigte sich, daß der gewählte Stempeldurchmesser besonders empfindlich gegenüber Inhomogenitäten im eingebauten Asphalt, wie beispielsweise einer Ansammlung von einzelnen Gesteinskörnern, reagiert.

Eine Differenzierung in reversible und bleibende Eindringtiefen erfolgte vorerst nicht.

Die Abbildung 42 zeigt die für einen Splittmastixasphalt (SMA) ermittelte Kurve der Gesamteindringtiefen in Abhängigkeit von der mittleren Asphaltschichttemperatur. Mit Pfeilen sind darin der Abkühlvorgang und die Wiedererwärmung gekennzeichnet.



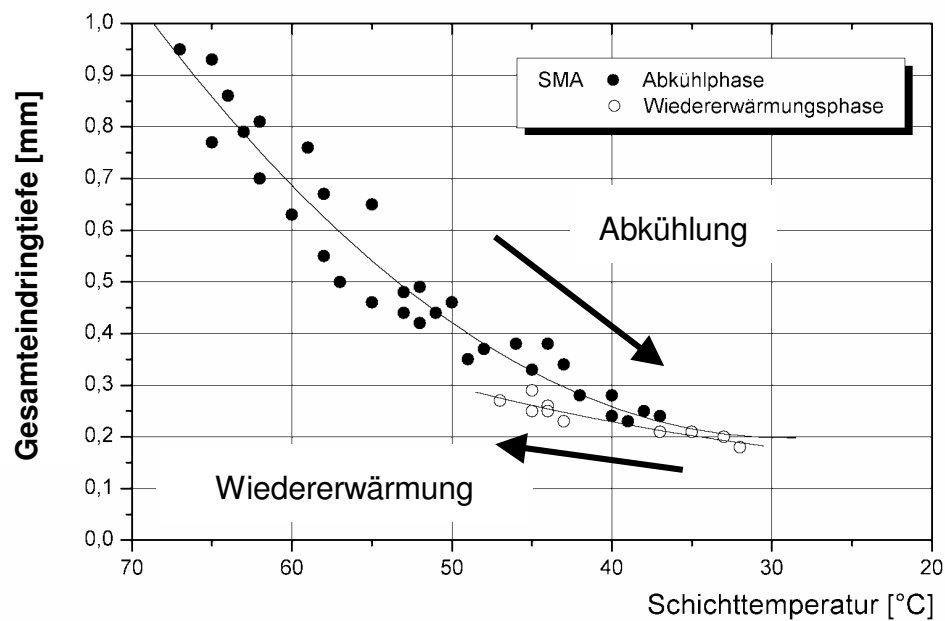


Abbildung 42: Gesamteindringtiefen in Abhängigkeit von der mittleren Temperatur der SMA-Schicht [34]

Anhand der Abbildung 42 kann eindeutig gezeigt werden, daß in der Wiedererwärmungsphase über eine Temperatur von ca. 40 °C hinaus geringere Eindringtiefen erzielt werden als in der Abkühlphase bei gleicher Temperatur. Damit läßt sich mittels LFGG nachweisen, daß der Verformungswiderstand bei Ansteuerung von einer tieferen Temperatur aus größer ist als bei Ansteuerung von einem höheren Niveau aus. Somit wird mit dem LFGG eine wesentliche Asphalteeigenschaft (vgl. Kapitel 2.2) angesprochen.

### **4.3 Versuche mit dem Leichten Fallgewichtsgerät unter Baustellenbedingungen**

Im August und September 2004 wurden weitere Versuche auf frisch eingebauten Asphaltdeckschichten durchgeführt. Besonderes Augenmerk galt hierbei der Ermittlung der sich bei definierter Beanspruchung einstellenden bleibenden Eindringtiefe  $s_{bl}$ .

Es wurden Deckschichten aus Asphaltbeton auf Asphalttragschicht sowie Splittmastixasphalt auf Asphaltbinder- und Asphalttragschicht untersucht.

Bei den untersuchten Deckschichtasphalten handelt es sich um Asphaltbeton 0/11 S mit einem Bitumen der Sorte 50/70 und um Splittmastixasphalt 0/11 S ebenfalls mit einem Bitumen der Sorte 50/70.

Asphalttragschicht und Asphaltbinderschicht wurden circa zwei Monate vor dem Aufbringen der Asphaltdeckschicht eingebaut. Somit erfolgt der Einbau der heißen Asphaltdeckschicht auf eine kalte, auf Umgebungstemperatur abgekühlte Unterlage.

#### **4.3.1 Versuchsdurchführung**

Zur Versuchsdurchführung wurde ein Leichtes Fallgewichtsgerät der Fa. Zorn, Stendal, verwendet, welches mit einem Unterteil eines CBR-Prüfgerätes ausgestattet ist (vgl. Abbildung 41).

Auf der Grundlage der in Kapitel 4.1 und 4.2 gewonnenen Erkenntnisse hat sich der Verfasser dazu entschlossen, die Masse des Fallgewichtes zu erhöhen. Die Masse des Fallgewichtes beträgt das 1,5-fache des herkömmlichen Gewichtes, nämlich 15 kg (anstatt 10 kg). Der Stempel mit einem Durchmesser von 50 mm wird aufgrund seiner ausgewogenen Ergebnisse [33; 34] beibehalten.

Um qualitative Unterschiede der Gesamteindringtiefen besonders zu veranschaulichen, wird jede Prüfung mit sechs Stößen ausgeführt. Zusätzlich war darauf zu achten, daß sich die einzelnen Meßstellen nicht gegenseitig beeinflussen.

### **Messung der bleibenden Eindringtiefe**

Die Ermittlung der bleibenden Eindringtiefe kann aus wirtschaftlichen Gründen zunächst nicht, wie in Kapitel 3.4.2 gefordert, rechnergestützt und stoßweise realisiert werden. Nachfolgend wird die bleibende Eindringtiefe als kumulative Größe bei Versuchsende ermittelt.

Hierzu wird ein Tiefenmeßschieber der Firma Mitutoyo verwendet (s. Abbildung 43), dessen Präzision nach Angaben des Herstellers 5/100 mm beträgt.



Abbildung 43: Messung der bleibenden Eindringtiefe mittels Tiefenmeßschieber

Nach dem Aufstellen des CBR-Führungstopfes wird mittels des Tiefenmeßschiebers an vier Stellen die Bezugs-/Nullhöhe gemessen (siehe Abbildung 43). Dabei ist auf ein planes Aufliegen der Brücke des Tiefenmeßschiebers auf dem Rand des Führungstopfes zu achten. Die Anordnung der Meßstellen soll gleichmäßig auf der Prüffläche verteilt werden. Messungen an Unebenheiten und Hohlräumen sind durch Inaugenscheinnahme zu vermeiden. Anschließend erfolgt die „Null“-Messung der Strecke zwischen Oberkante des CBR-Führungstopfes und Asphaltoberkante. Dann wird der Stempel des LFGG mit Führungsstange und Fallgewicht aufgebaut und die Prüfstelle mit sechs Stößen durch das LFGG belastet.

Nach der Belastung durch die sechs Stöße wird das Fallgewicht mit der Führungstange abgebaut. Danach wird der Stempel vorsichtig aus dem Führungstopf gezogen. Der Führungstopf darf dabei nicht verschoben werden. Anschließend wird nochmals die Strecke zwischen Oberkante des CBR-Führungstopfes und Asphaltoberfläche an der Eindringmulde mittels Tiefenmeßschieber gemessen. Die Versuche haben ergeben, daß hierfür zwei Messungen ausreichend sind.

Die bleibende Eindringtiefe ergibt sich aus der Differenz des Mittelwertes der „Null“-Messung und des Mittelwertes der Messung unmittelbar nach Versuchsdurchführung.

### **Temperaturmessung**

Um den unterschiedlichen Wärmeübergang zwischen der Asphaltdeckschicht zur Luft und zur Unterlage zu verdeutlichen, werden Messungen der Asphalttemperatur sowohl an der Asphaltoberfläche, in der Deckschichtmitte und am Übergang zur Unterlage vorgenommen.

Um eine Messung der Temperatur mit Einsteck-Thermometern (s. Abbildung 44) zu ermöglichen, werden Nägel in die frisch eingebaute Asphaltdeckschicht geschlagen und wieder entnommen; für die Herstellung der Meßlöcher im Gebrauchstemperaturbereich werden Stahlnägel empfohlen.

Die Temperaturleitfähigkeit in den Meßlöchern wird durch das Einfüllen von Öl erhöht.



Abbildung 44: Einsteck-Thermometer

#### 4.3.2 Auswertung der Meßergebnisse

Die Ergebnisse der gemessenen Gesamteindringtiefen und der Messung der bleibenden Eindringtiefen sind in den Anlagen enthalten. Zur weiterführenden Auswertung sind die Meßergebnisse in der Tabelle 3 für den untersuchten Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70 und in der Tabelle 4 für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70 wiedergegeben.

In den Spalten der Tabellen sind das Versuchsdatum, die Versuchsnummer, die Uhrzeit, die mittlere Asphalttemperatur, die Gesamteindringtiefen je Stoß  $s_{g,i}$  und deren Summe sowie der in Anlehnung an Gleichung 1 errechnete Elastizitätsmodul  $E_{eff}$ , die gemessene bleibende Eindringtiefe  $s_{bl}$  (als kumulative Größe), die aus der Differenz der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe berechnete reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$  und der daraus ermittelte Elastizitätsmodul  $E_{rev}$  enthalten.

Nachfolgend werden die Meßergebnisse ausgewertet und es wird überprüft, inwieweit diese größenordnungsmäßig schlüssig sind und ob sie in einem plausiblen Verhältnis zu den bei zunehmender Abkühlung vorherrschenden viskoelastischen Stoffeigenschaften stehen.

	Ver- such	Zeit	Temp.	Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$							Steig.- maß	$E_{eff}$	$s_{bl}$	$s_{rev}$	$E_{rev}$
	Nr.		$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_{g,i}$	B				
			°C	mm							mm/n	MPa	mm	mm	MPa
27.09.2004	2, 3	13:27	51,4	0,889	0,591	0,547	0,503	0,468	0,453	3,451	-0,0741	375,5	1,400	2,051	631,9
	5, 6	13:49	46,5	0,556	0,456	0,425	0,462	0,420	0,388	2,707	-0,0260	478,8	1,100	1,607	806,5
	8, 9	14:12	42,8	0,398	0,355	0,338	0,335	0,317	0,323	2,066	-0,0141	627,3	0,838	1,228	1054,9
	11, 12	14:33	41,7	0,361	0,322	0,319	0,287	0,284	0,278	1,851	-0,0160	700,2	0,462	1,389	933,4
	14, 15	14:57	40,4	0,366	0,343	0,313	0,299	0,308	0,290	1,919	-0,0143	675,4	0,625	1,294	1001,5
	17, 18	15:22	36,7	0,260	0,239	0,239	0,244	0,235	0,227	1,444	-0,0049	897,5	0,575	0,869	1491,4
	20, 21	15:45	36,0	0,265	0,258	0,230	0,222	0,229	0,219	1,423	-0,0093	910,8	0,363	1,060	1222,1
	23, 24	16:08	34,7	0,223	0,212	0,193	0,186	0,179	0,174	1,167	-0,0100	1110,5	0,425	0,742	1746,6
	26, 27	16:31	32,9	0,201	0,178	0,179	0,178	0,179	0,173	1,088	-0,0039	1191,2	0,400	0,688	1883,7
	29, 30	16:53	31,9	0,208	0,209	0,201	0,186	0,200	0,182	1,186	-0,0049	1092,7	0,237	0,949	1366,4
	32, 33	17:14	30,4	0,195	0,183	0,165	0,182	0,188	0,174	1,087	-0,0021	1192,3	0,412	0,675	1921,4
	35, 36	17:33	29,5	0,159	0,158	0,153	0,165	0,155	0,145	0,935	-0,0019	1386,1	0,137	0,798	1625,1
	38, 39	17:50	28,5	0,167	0,153	0,150	0,138	0,141	0,134	0,883	-0,0061	1467,7	0,100	0,783	1655,2
	41, 42	18:10	27,7	0,214	0,196	0,205	0,171	0,183	0,158	1,127	-0,0100	1150,0	0,100	1,027	1261,9
	44, 45	18:30	26,8	0,153	0,158	0,142	0,155	0,145	0,132	0,885	-0,0037	1464,4	0,025	0,860	1507,0
28.09.2004	7, 8	13:33	42,9	0,340	0,279	0,273	0,268	0,259	0,253	1,672	-0,0142	775,1	0,462	1,210	1071,5
	10, 11	13:53	39,4	0,438	0,298	0,264	0,235	0,255	0,231	1,721	-0,0341	753,1	0,462	1,259	1029,8
	19, 20	15:01	29,3	0,297	0,355	0,233	0,216	0,215	0,197	1,513	-0,0268	856,6	0,150	1,363	950,8
	13, 14	14:13	29,6	0,234	0,218	0,214	0,214	0,209	0,201	1,290	-0,0055	1004,7	0,123	1,168	1110,1
	25, 26	15:43	27,6	0,308	0,259	0,312	0,248	0,234	0,229	1,590	-0,0153	815,1	0,113	1,477	877,2
	22, 23	15:19	26,3	0,255	0,211	0,200	0,180	0,182	0,163	1,191	-0,0162	1088,2	0,088	1,103	1174,4
	31, 32	16:34	24,7	0,279	0,217	0,198	0,191	0,177	0,155	1,217	-0,0213	1064,9	0,012	1,205	1076,0
	28, 29	16:07	23,6	0,197	0,160	0,162	0,156	0,159	0,148	0,982	-0,0073	1319,8	0,000	0,982	1319,8
05.10.2004	29, 30	12:31	32,4	1,324	0,264	0,234	0,230	0,216	0,211	2,479	-0,0204	522,8	1,100	1,379	939,8
	32, 33	12:59	30,4	0,265	0,241	0,228	0,211	0,221	0,206	1,372	-0,0106	944,6	0,150	1,222	1060,6
	35, 36	13:22	29,5	0,246	0,199	0,204	0,206	0,182	0,181	1,218	-0,0107	1064,0	0,188	1,031	1257,6
	38, 39	13:45	28,9	0,188	0,181	0,183	0,165	0,172	0,162	1,051	-0,0050	1233,1	0,175	0,876	1479,5
	41, 42	14:15	28,1	0,182	0,178	0,179	0,165	0,158	0,161	1,023	-0,0051	1266,9	0,063	0,960	1349,3
	44, 45	14:44	28,1	0,173	0,174	0,162	0,188	0,176	0,182	1,055	-0,0022	1228,4	0,075	0,980	1322,4
	47, 48	15:21	28,0	0,176	0,148	0,140	0,147	0,136	0,146	0,893	-0,0051	1451,3	0,025	0,868	1493,1
	50, 51	15:51	27,3	0,157	0,146	0,163	0,137	0,151	0,136	0,890	-0,0033	1456,2	0,050	0,840	1542,9
	56, 57	16:43	26,7	0,187	0,172	0,163	0,164	0,139	0,144	0,969	-0,0089	1337,5	0,063	0,907	1429,7
	53, 54	16:17	26,4	0,180	0,171	0,156	0,163	0,157	0,151	0,978	-0,0051	1325,2	0,000	0,978	1325,2
06.10.2004	69, 70	12:04	45,3	0,607	0,543	0,489	0,460	0,459	0,455	3,013	-0,0297	430,1	1,200	1,813	714,8
	72, 73	12:27	42,4	0,468	0,431	0,409	0,399	0,384	0,368	2,459	-0,0186	527,0	0,737	1,722	752,8
	75, 76	12:51	39,9	0,403	0,393	0,371	0,364	0,348	0,352	2,231	-0,0113	580,9	0,675	1,556	832,9
	78, 79	13:17	36,6	0,328	0,307	0,306	0,279	0,294	0,296	1,810	-0,0065	716,0	0,300	1,510	858,3
	81, 82	13:39	33,5	0,284	0,256	0,252	0,258	0,259	0,256	1,565	-0,0036	828,1	0,275	1,290	1004,7
	84, 85	14:01	31,2	0,241	0,236	0,219	0,219	0,214	0,217	1,346	-0,0053	962,9	0,262	1,084	1196,1
	87, 88	14:37	29,3	0,236	0,219	0,218	0,203	0,214	0,214	1,304	-0,0040	993,9	0,137	1,167	1111,0
	90, 91	15:01	28,8	0,227	0,234	0,218	0,203	0,209	0,217	1,308	-0,0040	990,8	0,225	1,083	1196,7
	93, 94	15:23	28,3	0,240	0,221	0,206	0,209	0,200	0,201	1,277	-0,0073	1014,9	0,138	1,139	1137,3
	96, 97	15:54	27,7	0,264	0,223	0,215	0,240	0,203	0,217	1,362	-0,0077	951,5	0,088	1,274	1016,9
	99, 100	16:36	26,6	0,208	0,189	0,180	0,191	0,184	0,174	1,126	-0,0050	1151,0	0,050	1,076	1204,5
	102, 103	16:58	25,6	0,192	0,171	0,174	0,163	0,170	0,160	1,030	-0,0050	1258,3	0,037	0,993	1305,8
	105, 106	17:22	24,6	0,181	0,157	0,147	0,146	0,149	0,139	0,919	-0,0067	1410,2	0,025	0,894	1449,7

Tabelle 3: Meßergebnisse für Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70

	Ver- such	Zeit	Temp.	Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$							Steig.- maß	$E_{eff}$	$s_{bl}$	$s_{rev}$	$E_{rev}$
	Nr.		$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_{g,i}$	B	MPa	$(\Sigma s_{g,i} - s_{bl})$		
			°C	mm							mm/n	MPa	mm	mm	MPa
29.09.2004	36, 37	11:23	39,7	0,365	0,316	0,302	0,294	0,273	0,260	1,810	-0,0199	716,0	0,988	0,822	1575,7
	39, 40	11:41	34,7	0,274	0,235	0,221	0,206	0,197	0,195	1,328	-0,0150	975,9	0,587	0,741	1750,2
	42, 43	11:58	30,4	0,207	0,189	0,158	0,166	0,158	0,173	1,051	-0,0073	1233,1	0,325	0,726	1785,1
	45, 46	12:18	27,9	0,202	0,162	0,150	0,159	0,144	0,143	0,960	-0,0097	1350,0	0,362	0,598	2169,0
	48, 49	12:37	24,6	0,158	0,145	0,141	0,125	0,121	0,119	0,809	-0,0081	1602,0	0,150	0,659	1966,6
30.09.2004	20, 21	11:56	50,6	0,747	0,571	0,505	0,451	0,444	0,420	3,138	-0,0591	413,0	2,013	1,125	1151,5
	23, 24	12:11	45,2	0,464	0,384	0,353	0,351	0,334	0,314	2,200	-0,0255	589,1	1,563	0,638	2032,9
	26, 27	12:31	42,0	0,398	0,350	0,320	0,308	0,290	0,290	1,956	-0,0209	662,6	1,213	0,743	1743,1
	32, 33	13:19	38,4	0,300	0,270	0,260	0,242	0,241	0,223	1,536	-0,0140	843,8	1,237	0,299	4341,7
	38, 39	13:59	37,0	0,256	0,236	0,237	0,206	0,237	0,208	1,380	-0,0077	939,1	0,388	0,992	1305,8
	29, 30	12:55	36,0	0,469	0,335	0,302	0,280	0,268	0,276	1,930	-0,0339	671,5	1,013	0,917	1412,5
	35, 36	13:38	34,9	0,289	0,260	0,243	0,225	0,232	0,218	1,467	-0,0131	883,4	0,637	0,830	1562,4
	41, 42	14:23	34,1	0,247	0,230	0,210	0,210	0,201	0,191	1,289	-0,0105	1005,4	0,700	0,589	2200,3
	44, 45	14:49	32,2	0,223	0,206	0,203	0,185	0,197	0,181	1,195	-0,0073	1084,5	0,600	0,595	2178,2
	53, 54	16:04	29,5	0,184	0,167	0,171	0,151	0,153	0,150	0,976	-0,0066	1327,9	0,163	0,813	1593,1
	50, 51	15:34	28,9	0,156	0,163	0,143	0,142	0,146	0,150	0,900	-0,0023	1440,0	0,150	0,750	1728,0
	59, 60	16:41	25,8	0,153	0,147	0,143	0,121	0,123	0,123	0,810	-0,0070	1600,0	0,025	0,785	1651,0
01.10.2004	4, 5	10:40	39,2	0,315	0,254	0,222	0,215	0,201	0,209	1,416	-0,0134	915,3	0,838	0,578	2240,3
	7, 8	11:01	36,6	0,338	0,212	0,198	0,178	0,201	0,181	1,308	-0,0239	990,8	0,462	0,846	1532,8
	10, 11	11:38	32,3	0,427	0,178	0,156	0,149	0,127	0,124	1,161	-0,0479	1116,3	0,200	0,961	1348,6
	13, 14	12:03	32,0	0,165	0,201	0,141	0,165	0,137	0,146	0,955	-0,0075	1357,1	0,450	0,505	2566,3
	16, 17	12:43	32,9	0,370	0,201	0,160	0,153	0,135	0,132	1,151	-0,0399	1126,0	0,600	0,551	2352,1
	19, 20	13:10	32,6	0,189	0,183	0,144	0,140	0,166	0,135	0,957	-0,0093	1354,2	0,525	0,432	3000,0
04.10.2004	34, 35	10:28	41,3	0,439	0,366	0,330	0,332	0,314	0,306	2,087	-0,0234	621,0	1,675	0,412	3145,6
	31, 32	10:09	38,3	0,349	0,302	0,284	0,278	0,275	0,272	1,760	-0,0134	736,4	1,475	0,285	4547,4
	37, 38	10:50	37,4	0,307	0,278	0,259	0,258	0,249	0,220	1,571	-0,0149	825,0	1,575	-0,004	
	40, 41	11:12	34,6	0,243	0,219	0,214	0,205	0,193	0,195	1,269	-0,0093	1021,3	0,987	0,282	4603,9
	49, 50	12:31	29,5	0,181	0,162	0,145	0,143	0,141	0,136	0,908	-0,0083	1427,3	0,262	0,646	2007,7
	61, 62	14:15	28,8	0,166	0,153	0,154	0,155	0,149	0,155	0,932	-0,0016	1390,6	0,338	0,594	2180,0
	52, 53	12:51	28,4	0,176	0,163	0,156	0,144	0,144	0,150	0,933	-0,0057	1389,1	0,025	0,908	1427,3
	55, 56	13:14	27,7	0,142	0,145	0,129	0,136	0,131	0,131	0,814	-0,0026	1592,1	0,100	0,714	1815,1
	64, 65	14:49	26,7	0,173	0,162	0,154	0,162	0,140	0,156	0,947	-0,0041	1368,5	0,100	0,847	1530,1
	10, 11	15:29	26,0	0,160	0,145	0,157	0,129	0,124	0,128	0,843	-0,0072	1537,4	0,050	0,793	1634,3
	13, 14	16:01	25,3	0,197	0,162	0,153	0,155	0,141	0,140	0,948	-0,0099	1367,1	0,050	0,898	1443,2
	16, 17	16:20	25,8	0,179	0,155	0,138	0,138	0,126	0,140	0,876	-0,0081	1479,5	0,025	0,851	1522,9

Tabelle 4: Meßergebnisse für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70

## Auswertung der gemessenen Asphalttemperaturen

Die Messungen der Eindringtiefen beziehen sich auf die mittlere Asphalttemperatur. Beispielhaft sind in der Abbildung 45 die Schichttemperaturen in Abhängigkeit von der Abkühlzeit für den 23.09.2004 angegeben; an diesem Tag regnete es. Im Vergleich mit den ermittelten Temperaturen gemäß Abbildung 35 ist die relativ schnelle Abkühlung der Oberfläche deutlich zu erkennen. Die Temperatur an der Schichtgrenze zur Unterlage ist zum Ende der Temperaturmessung fast 1,5 mal so groß wie die an der Oberfläche. Eine alleinige Beurteilung der Asphalttemperatur auf Grundlage der Oberflächentemperatur ist demnach nicht aussagekräftig.

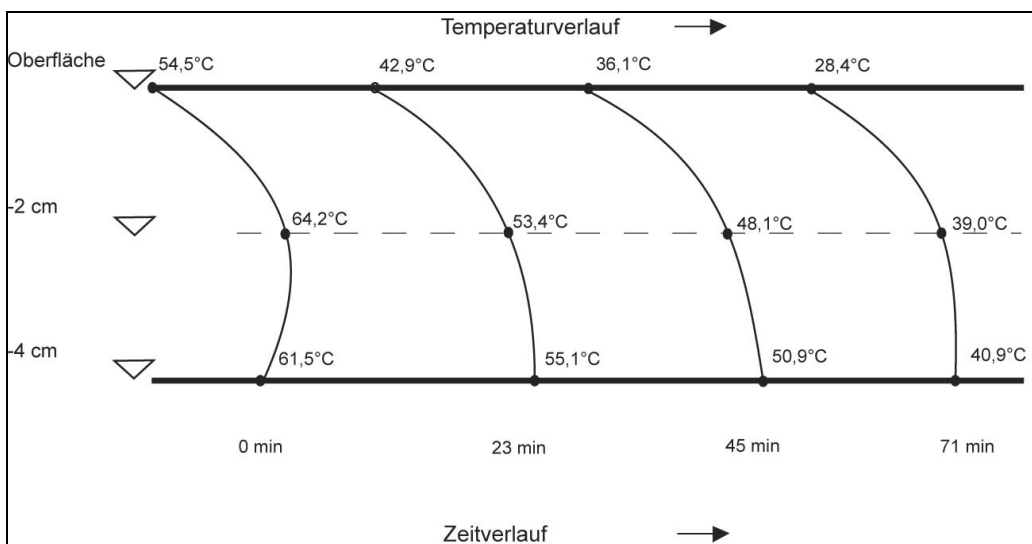


Abbildung 45: Schichttemperaturen in Abhängigkeit von der Abkühlzeit

## Plausibilitätsprüfungen

Bezugnehmend auf die in den Vorversuchen (Kapitel 4.1.2) gesammelten Erkenntnisse werden die Meßergebnisse auf Plausibilität geprüft. Hierbei gelten folgende Bewertungsmaßstäbe:

1. Die Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  sind von der Temperatur abhängig und werden mit sinkender Asphalttemperatur kleiner.



2. Infolge Nachverdichtung werden die Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  innerhalb eines Versuchs von Stoß zu Stoß kleiner.
3. Die bleibenden Eindringtiefe  $s_{bl}$  sind von der Temperatur abhängig und werden mit sinkender Asphalttemperatur kleiner.

Auf dieser Grundlage sind in Tabelle 3 und Tabelle 4 diejenigen Meßwerte kursiv dargestellt, die den v. g. Erkenntnissen nicht entsprechen.

Aufgrund der mit dem LFGG (vgl. Kapitel 3.1) und dem Tiefenmeßschieber erreichbaren Präzision sind nur die Werte kursiv angelegt, die im Hundertstel-Bereich unschlüssig sind.

Es kann davon ausgegangen werden, daß die kursiv angelegten Meßwerte auf Meßungenauigkeiten und mögliche Inhomogenitäten des Asphaltes an der jeweiligen Meßstelle zurückzuführen sind.

Da die Gesamtheit der Meßwerte aber tendenziell plausibel ist, wird auf eine gesonderte Betrachtung von Ausreißern nach [37] verzichtet und es werden alle Meßwerte für eine weiterführende Auswertung herangezogen.

### **Auswertung der Gesamteindringtiefen $s_{g,i}$ und deren Summe $\Sigma s_g$**

Die Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  und die Summen der Gesamteindringtiefen  $\Sigma s_{g,i}$  sind von der Temperatur abhängig und werden mit sinkender Asphalttemperatur von Versuch zu Versuch kleiner.

Zudem nehmen die Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  innerhalb eines Versuchs von Stoß zu Stoß ab, und es kann von einer Asphaltkonsolidierung infolge Nachverdichtung ausgegangen werden (vgl. Kapitel 3.4.2).

Die Gesamteindringtiefen  $s_{g,1}$  bis  $s_{g,6}$  eines jeden Versuchs sind einer linearen Regression unterzogen worden. Die damit berechneten Steigungsmaße sind ebenfalls in den Tabellen enthalten und werden mit abnehmender Temperatur tendenziell kleiner.

Demnach ist die Bildung von arithmetischen Mitteln aus den Einzelwerten der Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  nicht für alle Temperaturen in der Abkühlphase gleich zutreffend. Bei relativ kaltem Asphalt bilden arithmetische Mittel die Einzelwerte der Gesamteindringtiefen  $s_{g,i}$  zutreffender ab als bei relativ warmem Asphalt.

Je größer die Temperaturmeßspannen einer Versuchsreihe sind, desto mehr ändert sich das Steigungsmaß  $B$  der linearen Regression. Beispielhaft sei hier auf die Steigungsmaße für Asphaltbeton vom 27.09.2004 (Temperaturmeßspanne von 51,4 °C bis 26,8 °C, also 24,6 °C) und 05.10.2004 (Temperaturmeßspanne von 32,4 °C bis 26,4 °C, also 6,0 °C) verwiesen. Am 27.09.2004 reduziert sich das Steigungsmaß um das 20-fache und am 05.10.2004 lediglich um das vierfache.

### **Auswertung der bleibenden Eindringtiefe $s_{bl}$**

Die bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  sind temperaturabhängig und werden mit sinkender Asphalttemperatur kleiner.

Hervorzuheben sind die am 05.10.2004 gemessenen bleibenden Eindringtiefen für Asphaltbeton. Dabei ist festzustellen, daß die bleibenden Eindringtiefen trotz geringer Temperaturspanne von 32,4 °C bis 26,4 °C kleiner und sogar zu Null werden. Somit ist davon auszugehen, daß sich im mechanisch nicht beanspruchten Bitumen auf Vernetzungsvorgängen beruhende Strukturen ausbilden, die von Viskositätserhöhungen begleitet sind und sich positiv auf den Verformungswiderstand auswirken (vgl. Kapitel 2.2).

Die bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  für Asphaltbeton werden an den Prüftagen 28.09.2004 und 05.10.2004 mit sinkender Asphalttemperatur zu Null. Das heißt nicht, daß dann von einem unendlich großen Verformungswiderstand ausgegangen werden kann. Es ist vielmehr so, daß mit der hier gewählten Methode zur Messung der bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  keine Meßwerte mehr erfaßt werden konnten.

Die Interpretation der mit dem LFGG bestimmten bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  kann mittels Regressionskurven erfolgen. Die Verläufe dieser Kurven können zunächst als lineare Funktion in Abhängigkeit von der mittleren Schichttemperatur angenähert werden. Die Gleichung hierfür lautet:

$$y = y_0 + A \cdot x \qquad \text{Gleichung 11}$$

Darin sind:

$y$  = Ordinate ‚bleibende Eindringtiefe‘ [mm]

$y_0$  = Theoretischen Rest-Eindringtiefe bei tiefen Temperaturen [mm]

$A$  = Regressionsparameter [mm/°C]

$x$  = Abzisse ‚mittlere Schichttemperatur‘ [°C]

In welchem Umfang die Vorhersage der Zufallsgröße  $y$  mittels der durchgeführten Regression zutreffend ist, läßt sich anhand des Bestimmtheitsmaßes  $r^2$ , als Quadrat des Korrelationskoeffizienten  $r$ , bestimmen [36].

Aufgrund zu erwartender Schwankungen der Meßergebnisse muß aber zunächst die Frage diskutiert werden, ob eine lineare Regression vorliegt. Hierzu sind Linearitätstests gebräuchlich. Diese sind jedoch nicht anwendbar, da die Anzahl der  $y$ -Werte nicht größer ist als die Anzahl der dazugehörigen  $x$ -Werte (im vorliegenden Stichprobenumfang existiert für jeden  $x$ -Wert ‚mittlere Schichttemperatur‘ nur ein  $y$ -Wert ‚bleibende Eindringtiefe‘). Allerdings kann von Linearität ausgegangen werden, falls die Punkteanordnung die Linearität deutlich zum Ausdruck bringt. Aus diesem Grund wird in Anlehnung an SACHS [38] auf weiterführende Linearitätstests verzichtet; besondere Bedeutung kommt daher den errechneten Bestimmtheitsmaßen  $r^2$  zu.

Für den untersuchten Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70 sind die bleibenden Eindringtiefen in Abhängigkeit von der mittleren Schichttemperatur in der Abbildung 46 dargestellt. Die Tabelle 5 gibt eine Übersicht über die mit der Gleichung 11 ermittelten Regressionsparameter der einzelnen Meßstellen und die dazugehörigen Bestimmtheitsmaße  $r^2$ .

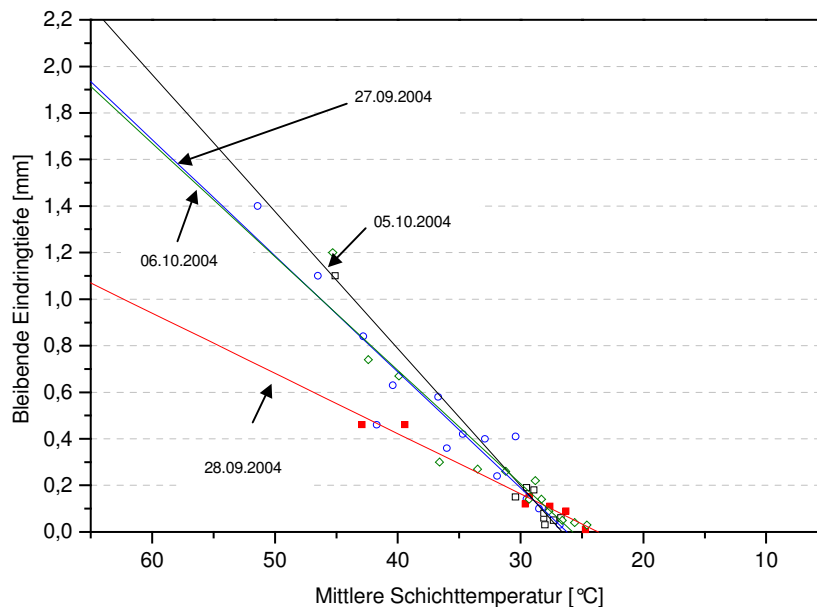


Abbildung 46: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurven für den 27.09.2004, 28.09.2004, 05.10.2004 und 06.10.2004

Der Verlauf der bleibenden Eindringtiefen vom 28.09.2004 kann aufgrund fehlender Meßwerte im hohen Temperaturbereich nur als Trendlinie dargestellt werden und wird nicht weiter interpretiert.

Datum	$y_0$	A	$r^2$
27.09.2004	-1,30947	0,04992	0,90412
05.10.2004	-1,52463	0,05774	0,97425
06.10.2004	-1,25559	0,04877	0,89831

Tabelle 5: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße

Die bleibenden Eindringtiefen werden in der Abkühlphase kleiner. Während die Meßwerte im Bereich zwischen 45 °C bis 30 °C signifikant streuen, ist dieses bei Temperaturen kleiner als 30 °C weniger der Fall.

Die ermittelten Kurvenparameter sind geeignet, die Erwartungswerte für die bleibende Eindringtiefe präzise vorherzusagen. Die errechneten Bestimmtheitsmaße sind größer als 89,8 % und zeigen, daß die durchgeführte Regression zutreffend ist.

Die Abbildung 47 enthält die gemessenen bleibenden Eindringtiefen aller Meßstellen in Abhängigkeit zur mittleren Schichttemperatur. Bei vergleichbaren Wetterbedingungen sind mit der dargestellten Regressionsgerade die Erwartungswerte ‚kumulierte bleibende Eindringtiefe‘ präzise vorherzusagen. Das errechnete Bestimmtheitsmaß beträgt 91,8 %.

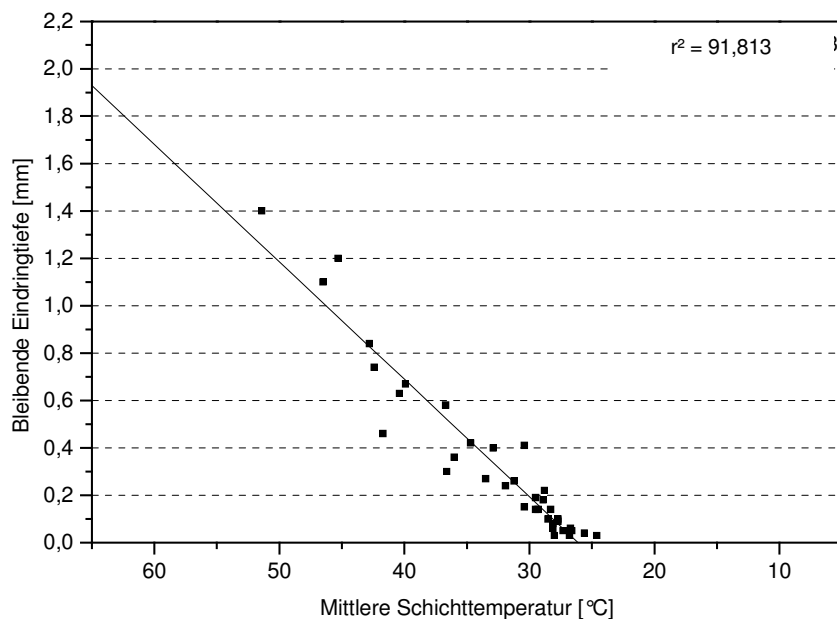


Abbildung 47: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurve aller Meßwerte

In den Abbildungen 46 und 47 zeigt sich, daß die bleibenden Eindringtiefen mit zunehmender Abkühlung nicht mehr meßbar klein werden.

Für den untersuchten Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70 zeigt die Abbildung 48 den Verlauf der bleibenden Eindringtiefen in Abhängigkeit von der Temperatur. Die Tabelle 6 gibt eine Übersicht über die jeweiligen Regressionsparameter der einzelnen Meßstellen und die dazugehörigen Bestimmtheitsmaße  $r^2$ .

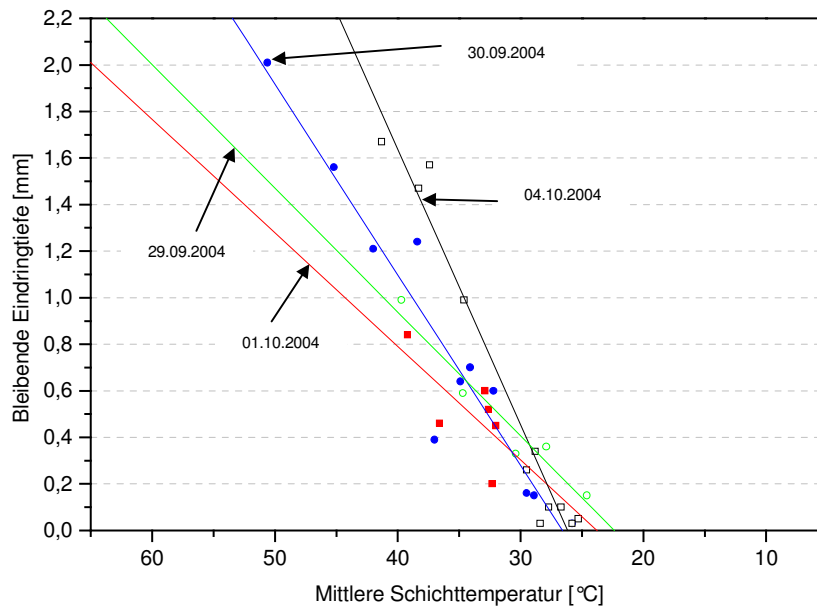


Abbildung 48: SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurven für den 29.09.2004, 30.09.2004, 01.10.2004 und 04.10.2004

Der Verlauf der bleibenden Eindringtiefen vom 01.10.2004 kann aufgrund fehlender Meßwerte im hohen Temperaturbereich nur als Trendlinie dargestellt werden und wird nicht weiter interpretiert.

Datum	$y_0$	A	$r^2$
29.09.2004	-1,18981	0,05320	0,94319
30.09.2004	-2,19531	0,08222	0,91840
04.10.2004	-3,09832	0,23020	0,96279

Tabelle 6: SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße

Die bleibenden Eindringtiefen werden in der Abkühlphase kleiner. Während im Bereich zwischen 45 °C bis 30 °C die Streuung der Meßwerte signifikant ist, ist diese bei Temperaturen kleiner als 30 °C relativ klein. Unterhalb einer Temperatur von ca. 27 °C können bleibende Eindringtiefen mit Hilfe des Tiefenmeßschiebers nicht mehr ermittelt werden.

Die ermittelten Kurvenparameter sind geeignet, die Erwartungswerte ‚bleibende Eindringtiefe‘ hinreichend präzise vorherzusagen. Die errechneten Bestimmtheitsmaße sind größer als 91,8 %.

Die Abbildung 49 enthält die gemessenen bleibenden Eindringtiefen in Abhängigkeit von der mittleren Schichttemperatur aller Versuche. Bei vergleichbaren Wetterbedingungen sind mit der dargestellten Regressionsgeraden die Erwartungswerte ‚bleibende Eindringtiefe‘ relativ genau vorherzusagen. Das errechnete Bestimmtheitsmaß beträgt 83,0 %.

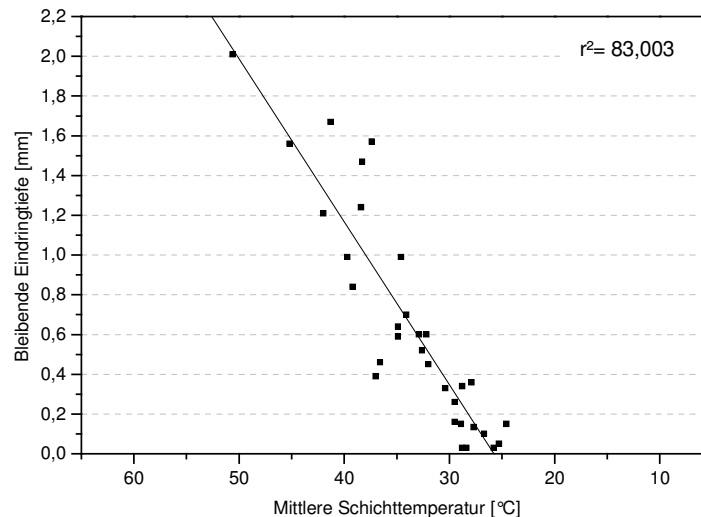


Abbildung 49: SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurve aller Meßwerte

Auch für den untersuchten Splittmastixasphalt zeigen die Abbildungen 48 und 49, daß die bleibenden Eindringtiefen mit zunehmender Abkühlung nicht mehr meßbar klein werden.

Die Abbildung 50 zeigt den Vergleich der bleibenden Eindringtiefen für den untersuchten Splittmastixasphalt und Asphaltbeton. Darin weist im Bereich hoher Temperaturen der untersuchte Asphaltbeton geringere bleibende Eindringtiefen als der Splittmastixasphalt auf. Erst ab einer Temperatur von ca. 30 °C kommt es zu einer Annäherung der Meßwerte. Im Bereich von 28 °C bis 25 °C weisen die Meßwerte keinen signifikanten Unterschied mehr auf.

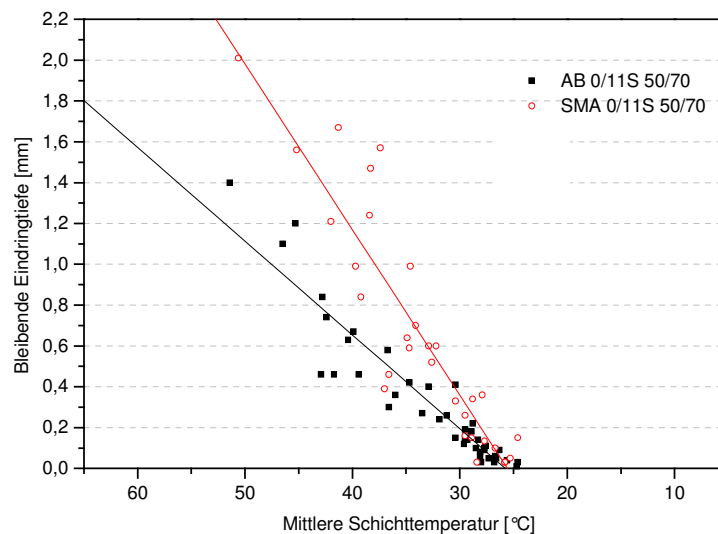


Abbildung 50: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70 und SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, Vergleich der bleibenden Eindringtiefen

Die Abbildung 50 zeigt, daß der untersuchte SMA temperaturempfindlicher reagiert als der AB.

### Auswertung der reversiblen Eindringtiefe

Da die einzelnen Verformungsanteile infolge Beanspruchung nicht voneinander zu trennen sind, ist es erforderlich die Rückverformung nach Entlastung zu betrachten (vgl. Kapitel 2.3). Diese kann durch die reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$  beschrieben werden.



Bei Entlastung reduziert sich die Gesamteindringtiefe um die reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$ , und es verbleibt die irreversible Eindringtiefe  $s_{bl}$ .

Die reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$  kann demnach aus der Differenz der Gesamteindringtiefe  $s_g$  und der bleibenden Eindringtiefe  $s_{bl}$  berechnet werden.

Dementsprechend ist in den Tabellen 3 und 4 die reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$  aus der Differenz der Summe der Gesamteindringtiefe  $\Sigma s_g$  und der bleibenden Eindringtiefe  $s_{bl}$  berechnet worden.

Erwähnt werden muß, daß die reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$  mit höheren Meßungenauigkeiten behaftet ist, als sie Minuend  $s_g$  und Subtrahend  $s_{bl}$  für sich betrachtet aufweisen.

Die in den Tabellen 3 und 4 errechneten Werte der reversiblen Eindringtiefe  $s_{rev}$  zeigen, daß in der Abkühlphase der Anteil der reversiblen Eindringtiefe  $s_{rev}$  an der Summe der Gesamteindringtiefe  $\Sigma s_g$  zunimmt und zunehmend elastische Stoffeigenschaften in den Vordergrund treten.

Beispielhaft sei die Versuchsreihe für Asphaltbeton vom 27.09.2004 erwähnt (vgl. Tabelle 3). Bei Versuchsbeginn und einer mittleren Asphalttemperatur von 51,4 °C beträgt der Anteil der reversiblen Eindringtiefe an der Summe der Gesamteindringtiefe 59,4 %; bei Versuchsende und einer mittleren Asphalttemperatur von 26,8 °C beträgt der Anteil der reversiblen Eindringtiefe an der Summe der Gesamteindringtiefe 97,2 %.

### **Weiterführende Auswertungen mit Elastizitätsmoduln**

In Kapitel 2.3 ist die Bestimmung des effektiven E-Moduls  $E_{eff}$  beschrieben. Dieser beschreibt den E-Modul eines elastischen Vergleichskörpers, der bei einem Stoß die gleiche maximale Dehnung erfährt wie der viskoelastische Körper.

In den Tabellen 3 und 4 ist dementsprechend der effektive E-Modul  $E_{\text{eff}}$  ermittelt worden. Damit soll einerseits die Asphaltkonsolidierung veranschaulicht und andererseits die Existenz eines reziproken Verhältnisses zwischen  $E_{\text{eff}}$  und der bleibenden Eindringtiefe  $s_{bl}$  nachgewiesen werden. Es gelten die folgenden Randbedingungen:

1. Der effektive E-Modul ist

$$E_{\text{eff}} = \sigma_0 / \varepsilon_g \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 12}$$

2. Die Spannung  $\sigma_0$  beträgt für ein Fallgewicht mit einer Masse von 15 kg und einem Stempel von 50 mm Durchmesser (vgl. Gleichung 9):

$$\sigma_0 = 1,5 \cdot 7,07 \cdot 10^{-3} / (\pi \cdot 0,025^2) = 5,4 \text{ [MPa]} \quad \text{Gleichung 13}$$

3. Das Abklingen der stoßförmigen Spannungsfunktion in der Asphaltbefestigung bleibt unberücksichtigt ( $\sigma_0 = \text{const.}$ ).
4. Die Schichtdicke, in der Verformungen auftreten, beträgt 40 mm. Es ist :

$$\varepsilon_g = \Sigma s_g / 40 \quad \text{Gleichung 14}$$

In den Tabellen 7 und 8 sind zusammenfassend die bei Versuchsende ermittelten Moduln  $E_{\text{eff}}$  den bei Versuchsende gemessenen mittleren Asphalttemperaturen gegenübergestellt. Aus den Einzelwerten sind zur weiterführenden Betrachtung die arithmetischen Mittelwerte berechnet worden.

Für die untersuchten Asphalte nimmt der effektive E-Modul  $E_{\text{eff}}$  in der Abkühlphase stetig zu.

Datum	Temperatur $T_m$ [°C] bei Versuchsende	$E_{eff}$ [MPa]
27.09.2004	26,8	1464,4
28.09.2004	23,6	1319,8
05.10.2004	26,4	1325,2
06.10.2004	24,6	1410,2
Arithm. Mittel	25,4	1379,9

Tabelle 7: Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70,  $E_{eff}$  und  $T_m$  bei Versuchsende

Datum	Temperatur $T_m$ [°C] bei Versuchsende	$E_{eff}$ [MPa]
29.09.2004	24,6	1602,0
30.09.2004	25,8	1600,0
01.10.2004	32,6	1354,2
04.10.2004	25,8	1479,5
Arithm. Mittel	27,2	1508,9

Tabelle 8: Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70,  $E_{eff}$  und  $T_m$  bei Versuchsende

Die arithmetischen Mittel der effektiven E-Moduln  $E_{eff}$  betragen für die untersuchten Asphaltbetone bei mittleren Asphalttemperaturen von 25,4 °C 1.379,9 MPa und für die untersuchten Splittmastixasphalte 1.508,9 MPa bei mittleren Asphalttemperaturen von 27,2 °C.

Analog dazu ist in den Tabellen 3 und 4 auf der Grundlage rein elastischer Asphalteigenschaften ein Elastizitätsmodul  $E_{rev}$  bestimmt worden. Für Splittmastixasphalt konnte  $E_{rev}$  für die Meßergebnisse vom 04.10.2004 (Vers.-Nr. 37, 38) nicht schlüssig bestimmt werden. Dieser Wert wurde als technischer Ausreißer eingestuft und nicht weiter betrachtet.

Es gilt:

$$E_{rev} = \sigma_0 / \varepsilon_{rev} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gleichung 15}$$

$$\varepsilon_{rev} = s_{rev} / 40 \quad \text{Gleichung 16}$$

Die reversible Eindringtiefe  $s_{rev}$  bestimmt als maßgebliche Veränderliche den Elastizitätsmodul  $E_{rev}$ . Aufgrund der zuvor beschriebenen Meßungenauigkeiten der reversiblen Eindringtiefe  $s_{rev}$  wird auch die Schwankungsbreite von  $E_{rev}$  im Vergleich zu  $E_{eff}$  größer, was sich in den errechneten Werten widerspiegelt.

Für den untersuchten Asphaltbeton nimmt  $E_{rev}$  in der Abkühlphase zu. Da bei tiefen Temperaturen zunehmend elastische Stoffeigenschaften in den Vordergrund treten, nähert sich  $E_{rev}$  dem effektiven E-Modul  $E_{eff}$  folgerichtig an. Bei Versuchsende entspricht  $E_{rev}$  dem effektiven E-Modul  $E_{eff}$ .

Für den untersuchten Splittmastixasphalt ist diese Tendenz nur eingeschränkt zu erkennen. Einerseits ist  $E_{rev}$  (mit Ausnahme der Moduln vom 04.10.2006) bei Versuchsende größer als zu Versuchsbeginn, andererseits ist jedoch bei Versuchsende  $E_{rev}$  grundsätzlich größer als der effektive E-Modul  $E_{eff}$ , was nicht schlüssig ist. Zudem schwanken die ermittelten  $E_{rev}$  im mittleren Temperaturbereich erheblich, was im Wesentlichen auf die oben beschriebenen Meßungenauigkeiten zurückzuführen ist.

Im Folgenden werden auf der Grundlage der Erkenntnisse des Kapitels 2.3 die bei Versuchende ermittelten Elastizitätsmodule  $E_{eff}$  (s. Tabellen 7 und 8) einer größenordnungsmäßigen Plausibilitätsprüfung unterzogen.

Nach FRANCKEN und VERSTRAETEN [8] kann der absolute Modul  $|E|$  auf der Grundlage von Bindemittel- und Mischgutdaten aus den Nomogrammen der Abbildungen 15 und 16 ermittelt werden. Alternativ ist der absolute Modul  $|E|$  auch nach den Gleichungen 3 und 4 zu berechnen, was nachfolgend geschieht.

Für den untersuchten Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70 sind aus dem Eignungsprüfungszeugnis das Hohlraumvolumen zu 3,6 Vol.-%, das Bindemittelvolumen zu 14,3 Vol.-% und das Volumen der Gesteinskörnungen zu 82,1 Vol.-% zu entnehmen.

Anhand der Gleichung 4 ergibt sich der Glasmodul zu:

$$\begin{aligned} E_{\infty, AB} &= 1,436 \cdot 10^4 \cdot U^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot V_a} \\ &= 1,436 \cdot 10^4 \cdot (82,1/14,3)^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot 3,6} \\ &= 30.430 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

Aus den Bindemitteldaten  $\text{Pen}=60$ ,  $T_{rk}=50,0 \text{ °C}$  ergibt sich der Penetrationsindex P.I. anhand der Gleichung 6 zu:

$$\begin{aligned} \text{P.I.} &= (30 / ((50 \cdot \lg(800/60)) / (50 - 25)) + 1) - 10 \\ &= -0,7689 \end{aligned}$$

Anhand der Abbildung 17 kann dann R in Abhängigkeit von der Temperatur bestimmt werden. Es wird davon ausgegangen, daß die Abbildung 17 für die größenordnungsmäßige Bestimmung von R hinreichend präzise ist, obwohl diese für  $\text{Pen}=80$  gilt. Demnach ist R für  $25 \text{ °C}$  0,09 , für  $26 \text{ °C}$  0,08 und für  $27 \text{ °C}$  0,06.

Nach FRANCKEN und VERSTRAETEN wird der absolute Modul  $|E|$  auf der Grundlage der Gleichung 3 für die Asphalttemperatur  $25 \text{ °C}$ ,  $26 \text{ °C}$  und  $27 \text{ °C}$  berechnet.

$$|E|_{AB, (25 \text{ °C})} = 0,09 \cdot 30.430 = 2.739 \text{ MPa}$$

$$|E|_{AB, (26 \text{ °C})} = 0,08 \cdot 30.430 = 2.434 \text{ MPa}$$

$$|E|_{AB, (27 \text{ °C})} = 0,06 \cdot 30.430 = 1.826 \text{ MPa}$$

Aufgrund der Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Mischgut- und Bindemitteldaten muß von einem Fehler bei der rechnerischen Bestimmung des E-Moduls in der Größe von +/- 20,0% ausgegangen werden (vgl. Kapitel 2.3). Zur vergleichenden Betrachtung mit den in Tabelle 7 enthaltenen Moduln werden daher die errechneten Moduln  $|E|$  mit einem Faktor 0,8 versehen. Es ergibt sich dann:

$$|E|'_{AB,(25^{\circ}\text{C})} = 0,8 * 2.739 = 2.191 \text{ MPa}$$

$$|E|'_{AB,(26^{\circ}\text{C})} = 0,8 * 2.434 = 1.947 \text{ MPa}$$

$$|E|'_{AB,(27^{\circ}\text{C})} = 0,8 * 1.826 = 1.461 \text{ MPa}$$

Zur Plausibilitätsprüfung kann anhand der Abbildung 18 der Viskoelastizitätsmodul  $E_{\text{dyn}}$  des Bitumens nach VAN DER POEL [10] ermittelt werden. Aus den Bindemitteldaten  $T_{rk} = 50,0^{\circ}\text{C}$ ,  $P.I. = -0,7689$ ,  $T = 25^{\circ}\text{C}$  und  $f = 10 \text{ Hz}$  ergibt sich  $E_{\text{dyn}}$  zu 2.000 MPa.

Anhand der Abbildung 19 ergibt sich dann die Steifigkeit  $S$  aus dem Bindemittelvolumen (14,3 Vol.-%) und dem Volumen der Gesteinkörnungen (82,1 Vol.-%) zu 35.000 MPa. Die Steifigkeit  $S$  entspricht damit größenordnungsmäßig dem oben für Asphaltbeton zu 30.430 MPa ermittelten temperaturunabhängigen Glasmodul  $E_{\infty}$ .

Die somit ermittelten Moduln  $|E|'$  sind größer als die anhand der Meßwerte errechneten Moduln bei Versuchsende, die als arithmetisches Mittel für den untersuchten Asphaltbeton bei mittleren Asphalttemperaturen von ca.  $25,4^{\circ}\text{C}$  1.379 MPa betragen (vgl. Tabelle 7).

Dieser Unterschied kann darauf zurückgeführt werden, daß die gemessenen Gesamteindringtiefen  $s_{g,1}$  nach dem ersten Stoß signifikant größer sind als die darauffolgenden Gesamteindringtiefen  $s_{g,2}$  bis  $s_{g,6}$  (vgl. Tabelle 3). Es wird daher davon ausgegangen, daß sich einerseits das LFGG erst durch den ersten Stoß druckfest miteinander verbindet und andererseits die Prüfflächenoberfläche geebnet wird. Somit ist die tatsächliche Materialbeanspruchung beim ersten Stoß geringer als bei den darauffolgenden.

Es ist also zu schlußfolgern, daß die für den untersuchten Asphaltbeton bei mittleren Asphalttemperaturen von 25,4 °C zu 1379 MPa (s. Tabelle 7) ermittelten Elastizitätsmoduln  $E_{\text{eff}}$  plausibel sind. Gleiches gilt für  $E_{\text{rev}}$  der sich bei Versuchende  $E_{\text{eff}}$  annähert.

Für den untersuchten Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70 sind aus dem Eignungsprüfungszeugnis das Hohlraumvolumen zu 3,5 Vol.-%, das Bindemittelvolumen zu 15,6 Vol.-% und das Volumen der Gesteinskörnungen zu 80,9 Vol.-% zu entnehmen.

Anhand der Gleichung 4 ergibt sich der Glasmodul zu:

$$\begin{aligned} E_{\infty, \text{SMA}} &= 1,436 \cdot 10^4 \cdot U^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot V_a} \\ &= 1,436 \cdot 10^4 \cdot (80,9/15,6)^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot 3,5} \\ &= 28.941 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Aufgrund des gleichen Bindemittels ist der Penetrationsindex P. I. und R analog zum Asphaltbeton zu bestimmen, und es folgt:

$$|E|_{\text{SMA}, (25^\circ\text{C})} = 0,09 \cdot 28.941 = 2.605 \text{ MPa}$$

$$|E|_{\text{SMA}, (26^\circ\text{C})} = 0,08 \cdot 28.941 = 2.315 \text{ MPa}$$

$$|E|_{\text{SMA}, (27^\circ\text{C})} = 0,06 \cdot 28.941 = 1.736 \text{ MPa}$$

Es ergibt sich dann:

$$|E|'_{\text{SMA}, (25^\circ\text{C})} = 0,8 \cdot 2.605 = 2.084 \text{ MPa}$$

$$|E|'_{\text{SMA}, (26^\circ\text{C})} = 0,8 \cdot 2.315 = 1.852 \text{ MPa}$$

$$|E|'_{\text{SMA}, (27^\circ\text{C})} = 0,8 \cdot 1.736 = 1.389 \text{ MPa}$$

Auch für den untersuchten Splittmastixasphalt entsprechen die ermittelten Werte größenordnungsmäßig denen der über die Meßwerte errechneten Moduln  $E_{\text{eff}}$ , die

als arithmetisches Mittel für den untersuchten Splittmastixasphalt bei mittleren Asphalttemperaturen von ca. 27,2°C 1.508,9 MPa betragen (vgl. Tabelle 8).

Aus diesem Grund ist analog zum Asphaltbeton davon auszugehen, daß die ermittelten Elastizitätsmodule  $E_{\text{eff}}$  größenordnungsmäßig plausibel sind. Aufgrund der größeren Schwankungen gilt dieses für die Moduln  $E_{\text{rev}}$  nur eingeschränkt.

### Weiterführende Betrachtungen

Wie bereits dargelegt, wird angenommen, daß die tatsächliche Materialbeanspruchung beim ersten Stoß der Versuchsdurchführung geringer ist als bei den darauffolgenden.

In Anlehnung an die Prüfvorschrift für den dynamischen Plattendruckversuch [18] wird daher untersucht, welche Größenordnung die errechneten Moduln  $E_{\text{eff}}$  annehmen, wenn ausschließlich Meßwerte in die Auswertung eingehen, die aus tatsächlicher Materialbeanspruchung resultieren.

Hierzu werden in den Tabellen 9 und 10 aus dem Datenmaterial der Tabellen 3 und 4 die Gesamteindringtiefen der Stöße 4 bis 6 bei Versuchsende herangezogen und den bei Versuchsende gemessenen mittleren Asphalttemperaturen gegenübergestellt. Aus den Summen der Gesamteindringtiefen ist der effektive Modul  $E_{\text{eff}, 4-6}$  berechnet worden. Die kursiv dargestellten Gesamteindringtiefen wurden als Ausreißer erkannt und durch Inter- und Extrapolation anhand der ermittelten Steigungsmaße B (s. Tabellen 3 und 4) ersetzt.

Es zeigt sich erwartungsgemäß, daß bei Berechnung der effektiven Moduln  $E_{\text{eff}, 4-6}$  aus Meßwerten, die vornehmlich aus tatsächlicher Materialbeanspruchung resultieren, die Moduln  $E_{\text{eff}, 4-6}$  größer werden als die in den Tabellen 7 und 8 enthaltenen Moduln  $E_{\text{eff}}$ .



Datum	Temperatur $T_m$ bei Versuchsende	Gesamteindringtiefe				$E_{\text{eff, 4-6}}$
	$T_m$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_{g,i}$	
	°C	mm				MPa
27.09.2004	26,8	0,155	0,145	0,132	0,432	1500,0
28.09.2004	23,6	0,156	0,152	0,148	0,456	1421,1
05.10.2004	26,4	0,163	0,157	0,151	0,471	1375,8
06.10.2004	24,6	0,146	0,143	0,139	0,428	1515,8
Arithm. Mittel	25,4					1453,2

Tabelle 9: Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70,  $E_{\text{eff, 4-6}}$  und  $T_m$  bei Versuchsende (Auswertung über  $s_{g, 4}$  bis  $s_{g, 6}$ )

Datum	Temperatur $T_m$ bei Versuchsende	Gesamteindringtiefe				$E_{\text{eff, 4-6}}$
		$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_{g,i}$	
	°C	mm				MPa
29.09.2004	24,6	0,125	0,122	0,119	0,366	1770,5
30.09.2004	25,8	0,130	0,123	0,123	0,376	1723,4
01.10.2004	32,6	0,140	0,138	0,135	0,413	1570,9
04.10.2004	25,8	0,138	0,126	0,118	0,382	1696,8
Arithm. Mittel	27,2					1690,4

Tabelle 10: Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70,  $E_{\text{eff, 4-6}}$  und  $T_m$  bei Versuchsende (Auswertung über  $s_{g, 4}$  bis  $s_{g, 6}$ )

Für den untersuchten Asphaltbeton beträgt  $E_{\text{eff, 4-6}}$  im Mittel 1.453 MPa (25,4 °C) und 1.690 MPa (27,2 °C) für den untersuchten Splittmastixasphalt. Die Differenz zu den nach FRANCKEN und VERSTRAETEN berechneten absoluten Moduln  $|E|'$  verringert sich. Der Vergleich zu den auf der Grundlage der Meßwerte berechneten Moduln zeigt, daß diese plausibel sind.

### Korrelation der bleibenden Eindringtiefen mit den Elastizitätsmoduln

Wie in Kapitel 3.4.2 bereits angenommen, ist zur Beurteilung des Verformungswiderstandes einer frisch eingebauten Asphaltsschicht in der Abkühlphase insbesondere die Kenntnis des bleibenden Verformungsanteils  $s_{bl}$  von Bedeutung.

Aus diesem Grund ist die Frage interessant, ob die bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  tatsächlich in einem reziproken Verhältnis zu den berechneten Elastizitätsmoduln  $E_{eff}$  und  $E_{rev}$  stehen und mit diesen korrelieren.

Hierzu wird zunächst geprüft, ob die Meßwerte der bleibenden Eindringtiefe durch eine lineare Funktion anhand der Gleichung 11 in Abhängigkeit vom errechneten E-Modul  $E_{eff}$  zu beschreiben ist. Die Gleichung hierfür lautet:

$$s_{bl} = f(E_{eff}) = y_0 + A \cdot E_{eff} \quad \text{Gleichung 17}$$

Die sich ergebenden Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße sind in den Tabellen 11 und 12 enthalten.

Datum	$y_0$	A	$r^2$
27.09.2004	1,4602	-0,0010	0,8163
05.10.2004	1,4180	-0,0010	0,7988
06.10.2004	1,2915	-0,0011	0,7803

Tabelle 11: Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70

Datum	$y_0$	A	$r^2$
29.09.2004	1,5530	-0,0009	0,9299
30.09.2004	2,3085	-0,0016	0,8477
04.10.2004	2,9399	-0,0019	0,9413

Tabelle 12: Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70

Die in den Tabellen 11 und 12 aufgeführten Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße zeigen, daß der Verlauf der bleibenden Eindringtiefen in Abhängigkeit von  $E_{eff}$  mit Hilfe der linearen Regressionsgleichung (Gleichung 17) zu beschreiben ist. Das negative Vorzeichen des Regressionsparameters A

zeigt, daß die bleibende Eindringtiefe  $s_{bl}$  mit zunehmenden  $E_{eff}$  kleiner wird. Somit stehen die bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  tatsächlich in einem reziproken Verhältnis zu den berechneten Elastizitätsmoduln  $E_{eff}$ .

Die Bestimmtheitsmaße sind für den untersuchten Asphaltbeton größer als 78 % und für den Splittmastixasphalt größer 84 %.

Im Folgenden wird versucht, die Meßwerte der bleibenden Eindringtiefe durch eine lineare Funktion anhand der Gleichung 11 in Abhängigkeit vom errechneten E-Modul  $E_{rev}$  zu beschreiben. Die Gleichung hierfür lautet:

$$s_{bl} = f(E_{rev}) = y_0 + A \cdot E_{rev} \quad \text{Gleichung 18}$$

Die sich ergebenden Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße sind in den Tabellen 13 und 14 enthalten.

Datum	$y_0$	A	$r^2$
27.09.2004	1,3786	-0,00067	0,4727
05.10.2004	1,8364	-0,00125	0,5425
06.10.2004	1,6923	-0,00130	0,6825

Tabelle 13: Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70

Datum	$y_0$	A	$r^2$
29.09.2004	2,4339	0,00106	0,5477
30.09.2004	0,6068	0,00011	0,0206
04.10.2004	-0,5719	0,00044	0,7373

Tabelle 14: Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70

Die in den Tabellen 13 und 14 aufgeführten Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße zeigen, daß der Verlauf der bleibenden Eindringtiefen in Abhängigkeit von  $E_{rev}$  mit Hilfe der Regressionsgleichung nicht zutreffend zu beschreiben ist. Nur für Asphaltbeton zeigt das negative Vorzeichen des Regressionsparameters A, daß die bleibende Eindringtiefe  $s_{bl}$  mit zunehmenden  $E_{rev}$  kleiner wird. Somit stehen die bleibenden Eindringtiefen  $s_{bl}$  nur für den Asphaltbeton in einem reziproken Verhältnis zu den berechneten Elastizitätsmoduln  $E_{rev}$ . Die dazugehörigen Bestimmtheitsmaße betragen 47 % bis 68 % und befriedigen somit nicht.

Das für den untersuchten Asphaltbeton ansatzweise nachzuweisende reziproke Verhältnis ist für den Splittmastixasphalt nicht gegeben.

Nachzuvollziehen ist das anhand der in Tabelle 4 ermittelten Moduln  $E_{rev}$ . Diese werden zwar tendenziell größer, sind jedoch mit erheblichen Schwankungen behaftet. Dieses ist darauf zurückzuführen, daß der Elastizitätsmodul  $E_{rev}$  im Wesentlichen durch die unbefriedigend präzise Veränderliche  $s_{rev}$  bestimmt wird. Dadurch wird auch die Schwankungsbreite von  $E_{rev}$  im Vergleich zu  $E_{eff}$  größer, was sich in den errechneten Werten widerspiegelt.

### **Einfluß der Unterlage**

Bei der Prüfung der kalten Unterlage vor dem Deckschichteinbau konnten keine meßbaren Gesamteindringtiefen mittels LFGG ermittelt werden. Das bedeutet, daß die kalte Unterlage ohne Einfluß auf die Messergebnisse in der Deckschicht ist.

Erst bei Erwärmung der Unterlage im Kontakt mit der heißen Deckschicht, wird diese sich an der Gesamtverformung beteiligen und erhöht u. U. die mit dem LFGG gemessenen Eindringtiefen der Deckschicht.

Im Rahmen dieser Arbeit wird davon ausgegangen, daß die Stöße des LFGG auch in die warme Unterlage hineinwirken. Da sich an der Asphaltoberfläche meßbare Eindringmulden aus Überlagerung der Verformungen des gesamten Schichtpaketes ergeben, wird davon ausgegangen, daß damit der Einfluß der Unterlage berücksichtigt ist.

## Überprüfung der Verdichtungsgrade

Zur Kontrolle der Prüfergebnisse ist eine Überprüfung des Verdichtungsgrades und des Hohlraumgehaltes an den Meßstellen erforderlich. Hierzu sind an den Meßstellen Bohrkerne entnommen worden.

Die Tabellen 15 und 16 enthalten die an den Meßstellen ermittelten Verdichtungsgrade. Diese erfüllen die Anforderungen der ZTV Asphalt-StB 01 [3].

Somit ist nachgewiesen, daß die insbesondere bei relativ hohen Temperaturen ermittelten größeren Eindringtiefen nicht auf eine ungenügende Verdichtung der frisch eingebauten Schicht, sondern lediglich auf viskoses Stoffverhalten zurückzuführen sind.

Datum	29.09.2004	30.09.2004	01.10.2004	04.10.2004
Errechneter Verdichtungsgrad (%)	100,1	98,6	100,3	101,0
Soll-Verdichtungsgrad (%)	≥ 97,0	≥ 97,0	≥ 97,0	≥ 97,0

Tabelle 15: Verdichtungsgrade des SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70

Datum	23.09.2004	27.09.2004	28.09.2004	05.10.2004	06.10.2004
Errechneter Verdichtungsgrad (%)	97,6	97,6	98,4	98,8	99,2
Soll-Verdichtungsgrad (%)	≥ 97,0	≥ 97,0	≥ 97,0	≥ 97,0	≥ 97,0

Tabelle 16: Verdichtungsgrade des AB 0/11 S mit Bitumen 50/70

## **5. Kriterium für die frühestmögliche Verkehrsfreigabe**

Zur Bestimmung des frühestmöglichen Zeitpunktes der Verkehrsfreigabe frisch eingebauter Asphaltdecken sind die meßtechnische Erfassung und die Beurteilung des Verformungswiderstandes bei zunehmender Abkühlung maßgeblich.

In der Abkühlphase gehen die durch Beanspruchung hervorgerufenen bleibenden Verformungen zurück. Das Stoffverhalten wird bei fortschreitender Abkühlung weniger durch Viskosität als vielmehr durch Elastizität geprägt. In Kapitel 4.3 wurde das reziproke Verhältnis der bleibenden Eindringtiefe zu den ermittelten Elastizitätsmoduln prinzipiell nachgewiesen.

Das LFGG ist dahingehend modifiziert worden, daß für die untersuchten Asphalte die bleibende Eindringtiefe meßtechnisch zu erfassen und somit die Entwicklung der temperaturabhängigen Asphalteeigenschaft Verformungswiderstand in der Abkühlphase zu beschreiben ist. Eine präzise Beurteilung dieser Asphalteeigenschaft über die bleibende Eindringtiefe ist dabei wichtiger als die Temperaturmessung.

Zur Ermittlung eines Kriteriums für den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe wird die Abbildung 50 herangezogen, die für die untersuchten Asphalte die Meßwerte der bleibenden Eindringtiefe in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur und die daraus ermittelten Regressionskurven darstellt. In der daraus entwickelten Abbildung 51 ist aus dem zuvor genannten Grund die Beschriftung der Temperaturachse entfernt worden.

Es zeigt sich, daß die bleibenden Eindringtiefen mit zunehmender Abkühlung Null beziehungsweise nicht mehr meßbar klein werden.

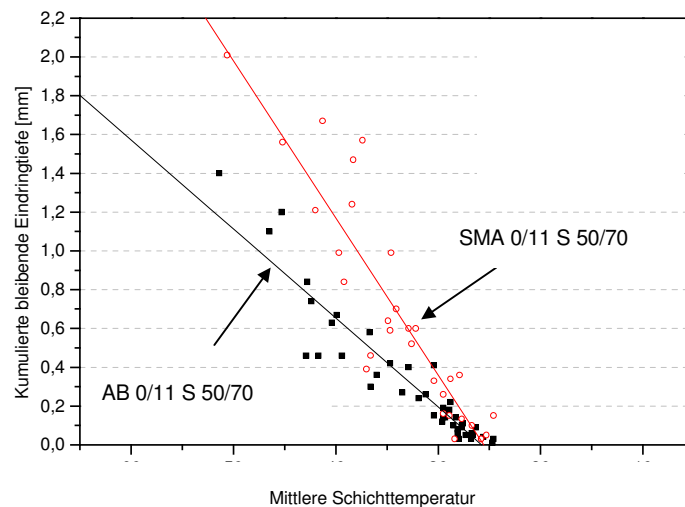


Abbildung 51: AB 0/11S mit Bitumen 50/70 und SMA 0/11 S mit Bitumen 50 /70, Vergleich der bleibenden Eindringtiefen

Damit läßt sich folgendes Kriterium für die Verkehrsfreigabe formulieren:

Sind die bleibenden Eindringtiefen Null, dann stellt dieses den Übergang von überwiegend viskosem Stoffverhalten in überwiegend elastisches dar. Bei den dann noch feststellbaren Gesamteindringtiefen handelt es sich um vornehmlich elastische Restverformungen. Diese sind reversibel und führen nicht zu bleibenden Verformungen.

Allgemein kann davon ausgegangen werden, daß dann der Zuwachs an Verformungswiderstand durch den Abkühlungsprozeß und damit verbundener Strukturbildungs-Prozesse im Bitumen nahezu abgeschlossen ist. Es ist kein weiterer signifikanter Zuwachs an Verformungswiderstand wahrscheinlich. Die Verkehrsfreigabe kann erfolgen.

Dieses stellt einen Lösungsansatz dar, mit dem der frühestmögliche Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe frisch eingebauter Asphaltdecken bestimmt werden kann. Dieser Lösungsansatz ist in Abbildung 52 dargestellt.

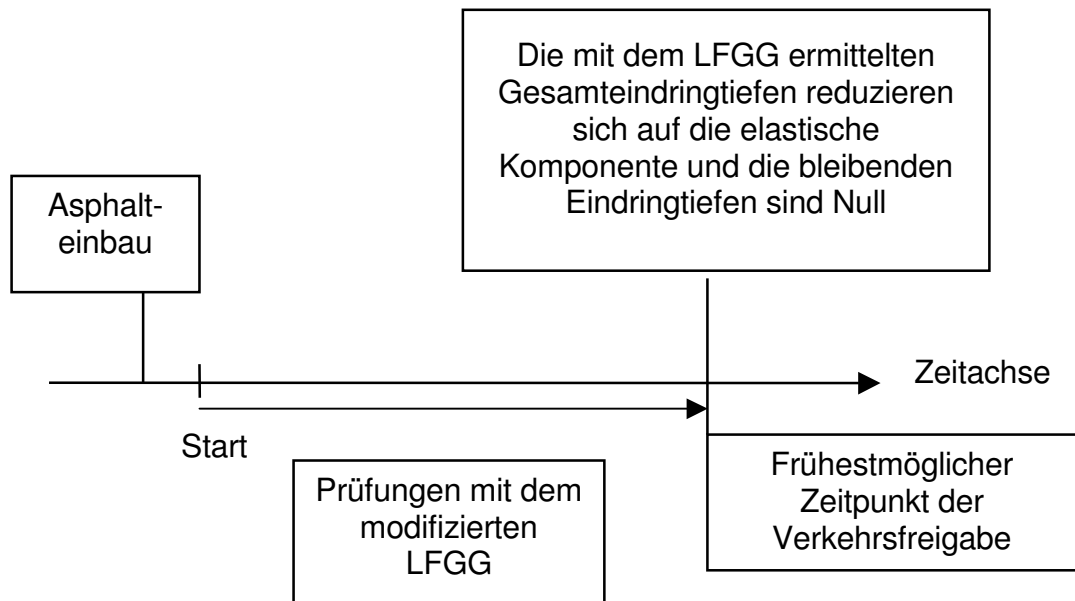


Abbildung 52: Lösungsansatz Verkehrsfreigabe frisch eingebauter Asphalt-schichten

Wesentlich ist, daß die Abbildung 51 keine „Master“-Kurven für die untersuchten Asphalte sind. Es handelt sich vielmehr um Kurven, die Meßergebnisse tendenziell darstellen, welche unter vergleichbaren Wetterbedingungen ermittelt worden sind. Das für die untersuchten Asphalte die bleibenden Eindringtiefen im selben Temperaturbereich zu Null werden ist rein zufällig.

Weil mit der bleibenden Eindringtiefe der Verformungswiderstand zutreffend zu beschreiben ist, kann auf eine Temperaturmessung und eine Erfassung weiterer Wetterbedingungen verzichtet werden.

Dadurch wird verhindert, daß nur die Oberflächentemperatur zur Beurteilung des Verformungswiderstandes herangezogen wird.

Für die beiden untersuchten Asphaltarten Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70 und Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70 wurde unter den vorherrschenden Abkühlbedingungen das Anforderungskriterium zur Verkehrsfreigabe im Mittel 9,0 Stunden nach Abschluß des Einbauvorgangs erfüllt.



In den ZTV Asphalt StB 01 [3] werden für die Liegedauer von frisch eingebauten Deckschichten 24,0 h empfohlen.

Somit wäre für die untersuchten Asphalte auf der Grundlage von Prüfungen mit dem modifizierten LFGG eine gesicherte Verkehrsfreigabe 15,0 h früher möglich gewesen; die Dauer vermeidbarer Sperrzeiten hätte reduziert werden können.

## **6. Schlußfolgerungen und Ausblick**

Im Folgenden werden in Kapitel 6.1 auf der Grundlage der Versuche mit dem LFGG unter Baustellenbedingungen die wesentlichen Ergebnisse beschrieben.

In Kapitel 6.2 sind wesentliche Punkte zur Versuchsdurchführung wiedergegeben.

Im Anschluß daran werden die im Herbst 2005 am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Versuche mit einem weiterführend modifizierten LFGG kurz geschildert; die Messung der bleibenden Eindringtiefe erfolgte hierbei stoßweise mittels Meßuhr (Kapitel 6.3).

Abschließend wird in Kapitel 6.4 die Bedeutung der gewonnenen Erkenntnisse für die Baupraxis beschrieben und in Kapitel 6.5 ein Ausblick auf weiterführende Untersuchungen gegeben.

### **6.1 Ergebnisse der Messungen unter Baustellenbedingungen**

Auf der Grundlage der Versuche mit dem LFGG unter Baustellenbedingungen sind folgende Schlußfolgerungen zielführend:

1. Das eingesetzte Fallgewicht mit einer Masse von 15 kg, der Laststempel mit einem Durchmesser von 50 mm und die Messung der bleibenden Eindringtiefen mit dem Tiefenmeßschieber sind prinzipiell geeignet, anhand der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe die Entwicklung des Verformungswiderstandes frisch eingebauter Asphaltsschichten in der Abkühlphase meßtechnisch zu erfassen und zu beurteilen. Die gewählte Versuchsdurchführung mit sechs Stößen erweist sich als praktikabel.
2. Bei der Gerätekalibrierung des LFGG werden die mit der Setzungsmeßeinrichtung errechneten Setzungsamplituden den Ergebnissen einer induktiven Wegmessung gegenübergestellt [18]; die hierbei zu erreichende Genauigkeit ist 0,02 mm. Die Kalibrierung gilt hierbei für einen Meßbereich von 0,25 mm bis 1,9 mm. Die zur Erfassung der bleibenden Eindringtiefe mit dem Tiefenmeßschieber erreichbare Präzision beträgt 5/100 mm.

Es muß daher festgehalten werden, daß die mit dem LFGG auf frisch eingebauten Asphaltschichten gemessenen Gesamteindringtiefen auch außerhalb des kalibrierten Meßbereiches liegen. Unter der Annahme, daß die Anforderungen an die Präzision von 0,02 mm auch für Meßbereiche kleiner als 0,25 mm gelten, besteht dennoch die Schwierigkeit, daß die Gesamteindringtiefen für die Auswertung im 1/1000 mm-Bereich erfaßt werden müssen.

Gleiches gilt für den eingesetzten Tiefenmeßschieber, der eine Präzision von 5/100 mm aufweist.

Die unbefriedigende Präzision bildet sich in den Meßergebnissen der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Verformung ab. Werden nun aus diesen Meßergebnissen weiterführende Größen (beispielsweise E-Moduln) berechnet, so erhöht sich der Einfluß der Meßungenauigkeiten, was u. a. dazu geführt hat, daß  $E_{rev}$  für den untersuchten Splittmastixasphalt nicht durchgängig schlüssig interpretierbar ist.

Ermutigend sind, im Hinblick auf die unbefriedigende Präzision, die Ergebnisse der für die bleibenden Eindringtiefen in Abhängigkeit von der mittleren Asphalttemperatur durchgeführten Regressionsanalysen, die zum Teil ein hohes Bestimmtheitsmaß aufweisen.

Die Untersuchungsergebnisse sind um so wertvoller, da die untersuchten Asphalte mit der Bitumensorte 50/70 über relativ harte Bitumen verfügen. Dieses bringt im Vergleich zu weicheren Bitumensorten größere Ansprüche an die Meßgenauigkeit des LFGG und an die Messungen der bleibenden Eindringtiefen mit sich.

3. Aus wirtschaftlichen Gründen konnte bisher nicht die in Kapitel 3.4.2 geforderte kontinuierliche Erfassung der bleibenden Eindringtiefe realisiert werden. In Abschnitt 4.3 wurden mittels Tiefenmeßschieber die bleibenden Eindringtiefen als kumulative Größe bei Versuchsende ermittelt. Aus diesem Grund ist die Vergleichbarkeit zu den nach jedem Stoß mit dem LFGG ermittelten Gesamteindringtiefen nur näherungsweise gegeben. Eine weiterführende Modifikation ist daher erforderlich, um auch die bleibende Eindringtiefe nach jedem Stoß ermitteln zu können. Wünschenswert ist, die bleibenden Eindringtiefen rechnergestützt mittels induktiven Wegauf-

nehmern, Dehnungsmeßstreifen oder kapazitiven Wegaufnehmern zu erfassen.

4. Es konnte nicht nachgewiesen werden, daß in der Wiedererwärmungsphase im Vergleich mit gleichen Temperaturen der Abkühlphase höhere Steifigkeiten erzielt werden. Dies ist darauf zurückzuführen, daß jahreszeitlich bedingt an den darauffolgenden Tagen die Asphalttemperaturen des Vortages nicht mehr erreicht wurden.
5. Für die untersuchten Asphalte Asphaltbeton 0/11 S und Splittmastixasphalt 0/11 S zeigt sich, daß die Gesamteindringtiefen von der Temperatur abhängig sind und mit sinkender Asphalttemperatur von Versuch zu Versuch abnehmen. Zudem nehmen die Gesamteindringtiefen innerhalb eines Versuchs von Stoß zu Stoß ab, was eine Asphaltkonsolidierung infolge Nachverdichtung veranschaulicht (vgl. Kapitel 3.4.2).

Die bleibenden Eindringtiefen werden für die untersuchten Asphalte bei zunehmender Abkühlung nicht mehr meßbar. Dieser Temperaturbereich stellt das Ende des Übergangs vom überwiegend viskosen in überwiegend elastisches Stoffverhalten dar. Die ermittelten Regressionsfunktionen sind geeignet, die Erwartungswerte ‚bleibende Eindringtiefe‘ hinreichend präzise vorherzusagen. Die errechneten Bestimmtheitsmaße sind größer als 91,8 % für den geprüften Splittmastixasphalt und größer als 89,8 % für den geprüften Asphaltbeton.

Zudem ist festzustellen, daß die bleibenden Eindringtiefen trotz geringer Temperaturmeßspannen kleiner und sogar zu Null werden. Es ist damit anhand der Meßwerte zu beschreiben, daß sich im mechanisch nicht beanspruchten Bitumen auf Dissoziationsvorgängen beruhende Strukturen ausbilden, die von deutlichen Viskositätserhöhungen begleitet sind und sich positiv auf den Verformungswiderstand auswirken (vgl. Kapitel 2.2).

6. Die elastische Rückverformung nach Entlastung steht in direktem Zusammenhang mit der reversiblen Eindringtiefe, die aus der Differenz zwischen der Gesamteindringtiefe zu der bleibenden Eindringtiefe berechnet werden kann. Die errechneten Werte der reversiblen Eindringtiefe bestätigen, daß sich in der Abkühlphase der Anteil der reversiblen Eindringtiefe an der Gesamteindringtiefe ändert und zunehmend elastische Stoffeigenschaften in

den Vordergrund treten. Es ist nachzuweisen, daß bei Versuchsbeginn und einer mittleren Asphalttemperatur von 51,4 °C der Anteil der reversiblen Eindringtiefe an der Summe der Gesamteindringtiefe 59,4 % beträgt; bei Versuchsende und einer mittleren Asphalttemperatur von 26,8 °C beträgt der Anteil der reversiblen Eindringtiefe an der Summe der Gesamteindringtiefe 97,2 %.

7. In der Abkühlphase ist das Verformungsverhalten frisch eingebauter Asphaltsschichten zunehmend durch elastische Stoffeigenschaften zu beschreiben. Auf der Grundlage der Gesamteindringtiefen und der reversiblen Eindringtiefen sind daher für die untersuchten Asphalte zur Veranschaulichung Elastizitätsmoduln berechnet worden.

Der auf den Gesamteindringtiefen basierende Elastizitätsmodul  $E_{\text{eff}}$  nimmt mit sinkender Asphalttemperatur stetig zu. Die auf der Grundlage der Meßwerte ermittelten Moduln stimmen größenordnungsmäßig mit den nach FRANCKEN und VERSTRAETEN ermittelten absoluten E-Moduln überein.

Es kann für beide Asphalte nachgewiesen werden, daß die bleibenden Eindringtiefen in einem reziproken Verhältnis zum Elastizitätsmodul  $E_{\text{eff}}$  stehen.

Der auf den reversiblen Eindringtiefen basierende Elastizitätsmodul  $E_{\text{rev}}$  nimmt mit sinkender Asphalttemperatur tendenziell zu und nähert sich größenordnungsmäßig dem effektiven E-Modul  $E_{\text{eff}}$  an. Bei Versuchsende entspricht  $E_{\text{rev}}$  dem effektiven E-Modul  $E_{\text{eff}}$ .

Grundsätzlich weisen die errechneten E-Module  $E_{\text{rev}}$  eine große Schwankungsbreite auf, die beim Splittmastixasphalt sogar dazu führt, daß eine durchgängige Interpretation erschwert wird und teilweise nicht möglich ist. Es ist daher nur für den untersuchten Asphaltbeton zutreffend, daß die bleibenden Eindringtiefen in einem reziproken Verhältnis zum Elastizitätsmodul  $E_{\text{rev}}$  stehen.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, daß prinzipiell mit dem modifizierten LF GG anhand der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe die Entwicklung des Verformungswiderstandes frisch eingebauter Asphalt-schichten in der Abkühlphase meßtechnisch zu erfassen und zu beurteilen ist. Die Meßwerte sind schlüssig und stehen in einem plausiblen Verhältnis zu den bei fortschreitender Abkühlung vorherrschenden viskoelastischen Asphal-teigen-schaften.

Allerdings sind weiterführende Modifikationen erforderlich, um einerseits die bleibenden Eindringtiefen nach jedem Stoß und rechnerunterstützt zu erfassen; andererseits ist die Präzision zu erhöhen, um auch weiterführende Auswertungen (beispielsweise Bestimmung von Elastizitätsmoduln) mit der erforderlichen Genauigkeit durchführen zu können.

## **6.2 Wesentliche Punkte zur Versuchsdurchführung**

Zur zielführenden Prüfung frisch eingebauter Asphalt-schichten mittels LF GG ist die Masse des Fallgewichtes zu 15 kg und der Stempeldurchmesser zu 50 mm zu wählen. Die Versuchsdurchführung mit sechs Stößen hat sich bewährt.

Zur Versuchsdurchführung sind folgende Punkte wesentlich:

1. Der Abstand zwischen den Prüfpunkten muß zur Vermeidung gegenseitiger Beeinflussung mindestens 0,50 m sein. Andererseits sind damit gleiche Temperaturverhältnisse und Materialparameter zu erwarten. Die Meßstellen sind mit Kreide zu markieren.
2. Um die Auswirkung von Temperaturänderungen zwischen den Meßstößen möglichst gering zu halten, müssen die Messungen zügig erfolgen.
3. Um den Einfluß einer ungleichmäßigen Temperaturentwicklung auf die Messergebnisse zu minimieren, sind die Messungen nicht am Fahr-bahnrand vorzunehmen. Weiterhin sollten wegen der inhomogenen Verdichtungsarbeit keine Messungen auf „Handeinbau“-Flächen durchgeführt werden.

Begründung findet diese Forderungen in der Abbildung 53, welche die Temperaturverteilung einer frisch eingebauten Asphaltschicht darstellt, die mittels Infrarot-Thermografie sichtbar gemacht wurde. Die gelben und roten Temperaturbereiche zeigen hohe Asphalttemperaturen (125°C bis 130°C), die blauen Bereiche niedrigere (119 °C). Erfahrungsgemäß sind die Temperaturverteilungen in Randbereichen und „Handeinbau“-Flächen wesentlich ungleichmäßiger und die Messergebnisse dadurch unpräzise.

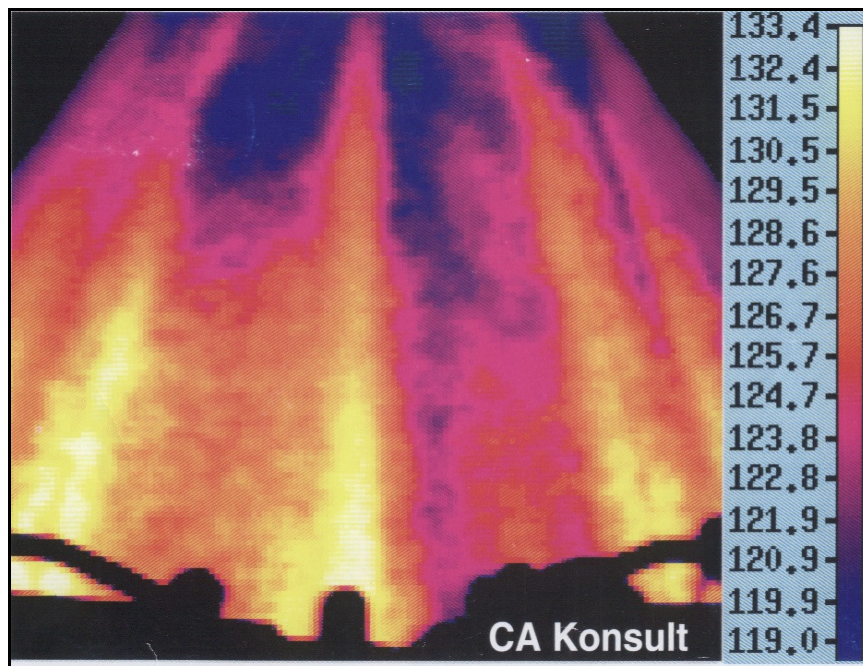


Abbildung 53: Infrarot-Thermografie einer frisch eingebauten Asphaltschicht [39]

4. Vor dem Aufstellen des Gerätes auf die frisch eingebaute Deckschicht ist von der Asphaltoberfläche an der vorgesehenen Meßstelle die überschüssige Absplittung zu entfernen. Dieses ist für das vollständige Aufliegen der Lastplatte erforderlich.
5. Nach erfolgtem Aufbau des LFGG sind Lufttemperatur, Niederschlag, Bewölkung und Windverhältnisse zu notieren. Zudem sind neben der Lastplatte die Asphaltoberflächentemperatur sowie die Temperaturen in Schichtmitte und an der Unterkante der Schicht mit Einsteck-Thermometern oder gleichwertig zu messen.

6. Für den eigentlichen Versuch wird das Fallgewicht nun bis zur Ausklinkvorrichtung angehoben und eingehakt. Nach dem Einschalten des Setzungsmeßgerätes wird das Fallgewicht aus der Ausklinkvorrichtung gelöst und nach jedem Stoß wieder aufgefangen. Es sind sechs Stöße auszuführen. Die Führungsstange ist dabei lotrecht zu halten. Ein Verschieben des Unterteils des CBR-Prüfgerätes und somit des Stempels ist zu vermeiden.
7. Abschließend erfolgt die Ermittlung der bleibenden Eindringtiefe als kumulative Größe mittels Tiefenmeßschieber.

Im Rahmen der Versuche zeigte sich, daß das LFGG im Hinblick auf die Messung der bleibenden Eindringtiefe weiter zu optimieren ist.

Dementsprechend sind in Kapitel 6.3 Versuche mit einem weitergehend modifizierten LFGG beschrieben, bei dem die Messung der bleibenden Eindringtiefe über eine direkte Wegaufnahme am Stempel mittels Meßuhr erfolgt (s. Abbildung 54).

### **6.3 Versuche mit dem modifizierten LFGG mit Meßuhr**

Aus wirtschaftlichen Gründen konnte bisher die in Kapitel 3.4.2 geforderte kontinuierliche Erfassung der bleibenden Eindringtiefe nicht realisiert werden. In Kapitel 5.3 wurde mittels Tiefenmeßschieber die bleibenden Eindringtiefen als kumulative Größe bei Versuchsende ermittelt. Aus diesem Grund ist die Vergleichbarkeit zu den nach jedem Stoß mit dem LFGG ermittelten Gesamteindringtiefen nur näherungsweise gegeben.

Eine weiterführende Modifikation ist daher erforderlich, um auch die bleibende Eindringtiefe nach jedem Stoß zu ermitteln. Wünschenswert ist zudem, die bleibenden Eindringtiefen rechnergestützt mittels induktiven Wegaufnehmern, Dehnungsmeßstreifen oder kapazitiven Wegaufnehmern zu erfassen.

Zunächst wurde das LFGG, wie in der Abbildung 54 dargestellt, weiterentwickelt. Die Messung der bleibenden Eindringtiefen erfolgte hierbei mittels Meßuhr, die zur Messung mit dem Stempel des LFGG verbunden wird.



Die zu erreichende Genauigkeit der Meßuhr beträgt 1/100 mm und ist somit fünffach präziser als die des in Kapitel 4.3.1 eingesetzten Tiefenmeßschiebers.



Abbildung 54: LFGG mit Meßuhr zur Messung bleibender Eindringtiefen

Diese Weiterentwicklung ermöglicht die Erfassung der bleibenden Eindringtiefen unmittelbar nach jedem Stoß. Somit ist eine Vergleichbarkeit zu den durch das LFGG ermittelten Gesamteindringtiefen je Stoß gegeben. Durch Addition der Einzelmessungen kann anschließend die bleibende Eindringtiefe als kumulative Größe ermittelt werden.

Zur Überprüfung der Handhabung und der Meßgenauigkeit wurden im Herbst/Winter 2005 erste Tastversuche am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt.

Zur Versuchsdurchführung sind aus Asphaltmischgut Asphaltbeton 0/11 mit Bitumen 50/70 walzsektorverdichtete Asphaltprobeplatten mit einem definierten Dichteniveau hergestellt worden. Anschließend wurden an den Probeplatten (aufgelegt auf eine 10 mm dicke Stahlplatte auf Betonfußboden) bei einer festgelegten Abkühlrate die Gesamteindringtiefe und die bleibende Eindringtiefe mittels modifiziertem LFGG ermittelt. Die Versuchsdurchführung erfolgte mit sechs Stößen.

In Abbildung 55 sind exemplarisch die gemessenen bleibenden Eindringtiefen als kumulative Größe in Abhängigkeit von der mittleren Asphalttemperatur dargestellt und mit einer Regressionsgeraden beschrieben worden.

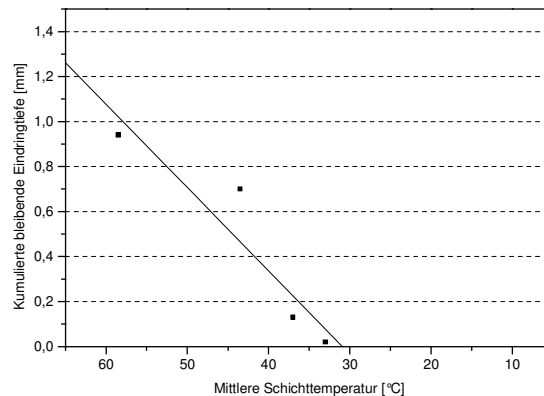


Abbildung 55: AB 0/11 mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, bestimmt mittels Meßuhr

Darüber hinaus ist beabsichtigt, in weiterführenden Untersuchungen Folgendes näher zu betrachten:

- Während des Stoßes ist es erforderlich, zum Schutz der Meßuhr den Geber des Stempels um 90° im Uhrzeigersinn zu drehen. Nach dem Stoß wird zur Ablesung der Geber des Stempels wieder zurückgedreht und die bleibende Eindringtiefe abgelesen. In weiteren Versuchen ist zu klären, ob dieses von Einfluß auf die ermittelten Eindringtiefe ist und ob die Gefahr des Verschiebens des LFGG besteht (augenscheinlich konnten bisher keine Verschiebungen wahrgenommen werden).
- Die zur Messung der bleibenden Eindringtiefe eingesetzte Meßuhr ist durch induktiven Wegaufnehmer, Dehnungsmeßstreifen oder kapazitive Wegaufnehmer in Verbindung mit einer rechnergestützten Datenerfassung zu ersetzen.
- Zur Untersuchung, ob die lineare Regression zutreffend ist, sind Linearitätstests [38] erforderlich. Hierzu sollten in der Abkühlphase mindestens drei bleibende Eindringtiefen in Abhängigkeit zu einer Asphalttemperatur ermittelt werden.

- Zur vollständigen Ansprache des Verformungswiderstandes von Asphalt sind zudem Versuche in der Wiedererwärmungsphase durchzuführen.

#### **6.4 Bedeutung der Ergebnisse für die Baupraxis**

Mit der vorliegenden Arbeit wird die grundsätzliche Eignung des modifizierten LFGG zur Beurteilung der Asphalteigenschaft Verformungswiderstand einer Asphaltschicht in der Abkühlphase nachgewiesen.

Den am Bauprozeß Beteiligten steht damit ein einfach zu handhabendes, zerstörungsfreies und wirtschaftliches Prüfverfahren zur Verfügung. Zum einen sind die Prüfungen von einer Person durchzuführen, zum anderen können vorhandene Fallgewichtsgeräte mit einem größeren 15 kg-Fallgewicht, einem Stempel mit 50 mm Durchmesser und dem Unterteil des CBR-Prüfgerätes (optional einschl. Meßuhr) umgerüstet werden. Die in den Untersuchungen von MELLWITZ [20] empfohlene Ausstattung des LFGG mit einer zusätzlichen Kraftmeßdose ist nicht erforderlich.

In der vorliegenden Arbeit sind sämtliche Prüfungen unter Baustellenbedingungen ausgeführt worden. Obwohl die Zufälligkeit von Randbedingungen, wie beispielsweise das Wetter, bauablaufbedingte Besonderheiten, Inhomogenitäten des Asphaltes und der Absplittung sowie sonstige Gefahrenquellen (Baustellen-, Straßenverkehr etc.) eine wesentliche Rolle spielen, sind die erreichten Bestimmtheitsmaße der Regressionskurven die Grundlage für gesicherte Erkenntnisse über die Entwicklung des Verformungswiderstandes in der Abkühlphase.

Das für den Zeitraum zwischen Einbauende und Verkehrsfreigabe in Kapitel 1 beschriebene Beurteilungsdefizit hinsichtlich des Verformungswiderstandes kann somit beseitigt und die Qualitätssicherungskette „Einbau – Verdichtung – Verkehrsfreigabe“ optimiert werden.

Gemäß ZTV Asphalt-StB 01 [3] sollte die Auskühlzeit einer frisch eingebauten Deckschicht mindestens 24,0 h betragen. Für die in Abschnitt 4.3 untersuchten Asphalte (Splittmastixasphalt 0/11 S und Asphaltbeton 0/11 S) wurde unter den vorherrschenden Abkühlbedingungen das Anforderungskriterium zur Verkehrsfreigabe im Mittel 9,0 Stunden nach Einbauvorgang erfüllt. Somit wäre auf der Grundlage von Prüfungen mit dem modifizierten LFGG eine gesicherte Verkehrsfreigabe 15,0 h früher möglich gewesen als nach den oben genannten Empfehlungen. Die Dauer vermeidbarer Sperrzeiten hätte erheblich reduziert werden können.

### **6.5 Ausblick für weiterführende Untersuchungen**

Ausblickend wäre die Ausdehnung der Versuche auf andere Asphaltarten unter Berücksichtigung verschiedener Verdichtungsgrade, Schichtdicken (im Hinblick auf zukünftige Prüfungen von Kompaktasphalten), Unterlagen und Einbauvarianten, wie beispielsweise ‚heiß auf warm‘ wünschenswert.

Darüber hinaus sind zur vollständigen Erfassung des Verformungswiderstandes von Asphalt zusätzliche Prüfungen in der Wiedererwärmungsphase sinnvoll.

Die Geräte-Software ist dahingehend weiterzuentwickeln, daß die Setzungskurven nach erneutem Nulldurchgang (Verlust des 2-Massen-Schwingungssystems) nicht mehr dargestellt werden. Die Meßprotokolle des LFGG müssen für die Auswertung auf Asphalt derart überarbeitet werden, daß der gesamte Versuch mit sechs Stößen auf einem Protokoll dargestellt werden kann.

Erforderlich ist zudem, die bleibenden Eindringtiefen rechnergestützt mittels induktiven Wegaufnehmern, Dehnungsmeßstreifen oder kapazitiven Wegaufnehmern zu erfassen. Damit sind einerseits die bleibenden Eindringtiefen stoßweise und rechnerunterstützt zu erfassen; andererseits ist die Präzision zu erhöhen, um auch weiterführende Auswertung (beispielsweise Bestimmung von Elastizitätsmoduln) mit der erforderlichen Genauigkeit durchführen zu können.

## 7. Literaturverzeichnis

- [1] Hürtgen, H.: Über das viskoelastische Verhalten von Asphalt im Hinblick auf Modul-Bestimmungen. Schriftenreihe Bitumen 3/1979, Köln 1979.
- [2] Arand, Wolfgang/ Zander, Ulf: Einfluss von Temperatur und Temperaturrate auf den Verformungswiderstand frisch verlegter Asphaltdeckschichten während Abkühlung und Wiedererwärmung. Braunschweig, 1998.
- [3] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt; ZTV-Asphalt StB 01, Köln 2001.
- [4] Litzka, Johann: Materialien zum ISAA Welt-Kongreß. Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung – TU Wien, Berlin 2002.
- [5] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen (im Entwurf). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe ‚Fahrzeug und Fahrbahn‘, Köln 2005.
- [6] Hürtgen, H.: Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt aus konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten. Schriftenreihe Bitumen 2/1982, Köln 1982.
- [7] Francken, L.: Module complexe des mélanges bitumineux: Influence des caractéristiques des bitumes et de la composition des mélanges. Centre de Recherches Routières, Brussels, Res. Rept. 164/FL/1973
- [8] Francken, L., Verstraeten, J. : Methods for predicting moduli and fatigue laws of bituminous road mixes under repeated bending. Transportation Research Record 515, pp. 114-123, Washington D.C. 1974.
- [9] Buseck, H.: Ein Beitrag zur Bestimmung von Werkstoffkennwerten an bituminösen Straßenbaustoffen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 288 (1980)
- [10] Holl, Alfred: Bituminöse Straßen, Technologie und Bauweisen. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin 1971.

- [11] Deutsche Shell Aktiengesellschaft: Shell pavement design manual. Hamburg 1978.
- [12] Deutsche Norm: Prüfverfahren für Beton – Festbeton in Bauwerken und Bauteilen. DIN 1048, Teil 2; Ausgabe 1991-06, Beuth Verlag, Berlin 2006.
- [13] Rostásy, F. S.: Baustoffe. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart.
- [14] Stehno, G.: Baustoffe und Baustoffprüfung. Springer-Verlag, Wien; New York; 1981.
- [15] Jendia, S.: Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen. Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, Heft 45; Karlsruhe; Januar 1996.
- [16] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: Tragfähigkeit von Straßen, Abschnitt A: Messverfahren. Arbeitsgruppe ‚Fahrzeug und Fahrbahn‘; Ausgabe 1994.
- [17] Graßhoff, H./ Siedeck, P./ Floss, R.: Handbuch Erd- und Grundbau, Teil 1: Boden und Fels, Gründungen und Stützbauwerke. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf 1982.
- [18] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.: Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes, Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau. Köln; Ausgabe 2003.
- [19] Gipperich, M.: Möglichkeit zur praxisgerechten Ansprache des Verformungsverhaltens von Asphalt in Abhängigkeit von Temperatur und Abkühlzeit. Diplomarbeit; Siegen 2002.
- [20] Mellwitz, S.: Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der dynamischen Stempelleindringtiefe mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes an verschiedenen Asphaltgemischen. Diplomarbeit; Dessau, Januar 2005.
- [21] Nolle, B.: Firmeninternes nicht veröffentlichtes Arbeitspapier. Fa. F. Kirchhoff AG, Stuttgart-Weilimdorf.
- [22] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.: Merkblatt zum Verschleiß und der Verformungen von Fahrbahnbefestigungen. Köln; Ausgabe 1976.

- [23] Arand, W./ Dörschlag, S./ Pohlmann, P.: Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur. Schriftreihe ‚Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik‘ des Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Heft 558; Bonn – Bad Godesberg 1989.
- [24] Schramm, G.: Einführung in Rheologie und Rheometrie. Gebrüder HAAKE GmbH, Karlsruhe 1995.
- [25] Eustacchio, E.: Mechanische Eigenschaften von Asphalt. Schriftreihe des österreichischen Bundesministerium für Bauten und Technik, Abteilung Straßenforschung, Heft 165; Wien 1981.
- [26] Kronfuß, F./ Krzemien, R./ Nievelt, G./ Putz, P.: Verformungsfestigkeit von Asphalten - Ermittlung im Kriechtest. Schriftreihe des österreichischen Bundesministerium für Bauten und Technik, Abteilung Straßenforschung, Heft 240; Wien 1984.
- [27] Arand, W./ Lorenzl. H.: Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur; Teil 2. Schriftreihe ‚Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik‘ des Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Heft 696; Bonn – Bad Godesberg 1995.
- [28] Bossemeyer H. R.: Temperaturverlauf beim Einbau von bituminösen Mischgut. Darmstadt 1966.
- [29] Zenke, G.: Stoffbestand und Verhalten von Straßenbaubitumen. In: Bitumen 3/90
- [30] Pippich, J.: Bitumen – Aufbau und Eigenschaften. In: Straße und Verkehr, Nr. 7, Juli 1998.
- [31] Arand, W.: Zur Strukturviskosität von Bitumen. In: Bitumen 3/98.
- [32] Weingart, W.: Theoretische und experimentelle Grundlagen der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung; Beitrag zum Kolloquium der TU Dresden ‚Prüfung und Bewertung von Konstruktionsschichten im Straßenbau‘. Fachhochschule Anhalt, Fachbereich Architektur und Bauingenieurwesen; Dessau 1998.

- [33] Jurga, J.: Eignung des Leichten Fallgewichtsgerätes zur Ermittlung einer Asphaltsteifigkeit. Diplomarbeit; Braunschweig, 2004.
- [34] Leutner, R.: Institutsinterne nicht veröffentlichte Versuchsergebnisse. Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen. Braunschweig 2004.
- [35] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.: Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen, Teil 1, Grundlagen. Köln; Ausgabe 2000.
- [36] Bronstein, I. N./ Semendjajew, K. J.: Taschenbuch der Mathematik. 25. Auflage, Teubner Verlagsgesellschaft, Stuttgart 1991.
- [37] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.: Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen, Teil 2, Ausreißer. Köln; Ausgabe 2003.
- [38] Sachs, Lothar: Angewandte Statistik. 7. Auflage, Springer-Verlag, Berlin 1992.
- [39] CA Konsult: Informationsmaterialien zur Infrarot-Thermografie, Schweden 2001.
- [40] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 18134, Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte – Plattendruckversuch, Beuth Verlag, Berlin 2001.



## 8. Abkürzungsverzeichnis

AB	Asphaltbeton
AiF	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigung e. V., Köln
ATC	Asphalttragschicht, Typ C
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach
CBR	California Bearing Ratio
DIN	Deutsches Institut für Normung e.V.
DIN EN	Europäische Norm in deutscher Fassung
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
FWD	Falling-Weight-Deflectometer
GPS	Globalpositioningsystem
LFGG	Leichtes Fallgewichtsgesetz
SMA	Splittmastixasphalt
SoB	Schichten ohne Bindemittel
STS	Schottertragschicht
VOB	Verdingungsordnung für Bauleistungen
ZTV Asphalt StB 01	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt

## 9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Zeitlicher Verlauf der axialen Dehnung $\varepsilon(t)$ bei Belastung durch eine Radüberfahrt.....	6
Abbildung 2: Vorgehensweise.....	10
Abbildung 3: Rheologisches Verhalten von Asphalt .....	11
Abbildung 4: Irreversible Verformungen.....	13
Abbildung 5: Reversible Verformungen .....	13
Abbildung 6: Kolloidstruktur und rheologische Eigenschaften von Bitumen in Abhängigkeit von der Temperatur.....	16
Abbildung 7: Zeitabhängige Viskositätserhöhung.....	17
Abbildung 8: Fließkurven verschiedener Flüssigkeiten.....	18
Abbildung 9: Viskositätskurven verschiedener Flüssigkeiten .....	19
Abbildung 10: Spannungsverlauf für die Vertikalspannung $\sigma_z$ unter einem rollenden Rad über einer räumlichen Breite $l$ .....	21
Abbildung 11: Sinus-Schwellimpuls $\sigma(t)$ .....	21
Abbildung 12: Zeitlicher Verlauf der axialen Dehnung $\varepsilon(t)$ bei Belastung durch eine Normalspannung $\sigma(t)$ .....	22
Abbildung 13: Sinusförmige Belastung eines Asphaltprobekörpers .....	23
Abbildung 14: Absoluter Modul $ E $ in Abhängigkeit von der Temperatur für einen Modellasphalt .....	24
Abbildung 15: Nomogramm zur Ermittlung des Glasmoduls $E_\infty$ .....	25
Abbildung 16: Nomogramm zur Ermittlung von $R$ bei $f = 10$ Hz .....	26
Abbildung 17: Temperaturabhängigkeit von $R$ bei verschiedenen Penetrationsindizes $P. I.$ .....	27
Abbildung 18: Nomogramm zur Bestimmung des Viskoelastizitätsmodul $E_{dyn}$ .....	28
Abbildung 19: Nomogramm zur Bestimmung des Steifigkeitsmodul $S$ .....	29
Abbildung 20: Abkühlung des eingebauten Mischgutes durch wetterbedingte Einflüsse .....	30
Abbildung 21: Die für eine wirksame Walzverdichtung verfügbaren Verdichtungsfristen.....	31
Abbildung 22: Wärmeströme an Fahrbahnoberfläche für einen sonnigen Tag .....	33
Abbildung 23: Schematische Darstellung des Leichten Fallgewichtsgerätes.....	35
Abbildung 24: Zeitlicher Verlauf der Stoßkraft $F_s$ und der Setzung $s$ bei Stoßbelastungen mit dem LFGG .....	36
Abbildung 25: Exemplarischer Prüfprotokollausdruck eines mittels LFGG geprüften Bodens .....	38
Abbildung 26: Gedämpftes Zwei-Massen-Schwingungssystem .....	39

Abbildung 27: Versuchsergebnisse .....	40
Abbildung 28: Dynamische CBR-Werte verschiedener Asphaltarten in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur .....	42
Abbildung 29: Verwendete Kugelkalotten .....	43
Abbildung 30: Versuchsdurchführung .....	43
Abbildung 31: Eindringtiefen infolge unterschiedlicher Fallhöhen .....	46
Abbildung 32: Gesamteindringtiefe $s_g$ , exemplarisch .....	48
Abbildung 33: Ermittlung der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe.....	49
Abbildung 34: Lastplatte, Durchmesser 100 mm.....	53
Abbildung 35: Temperaturen der Asphaltdeckschicht .....	53
Abbildung 36: Beschleunigungskurve, exemplarisch.....	54
Abbildung 37: Beschleunigungskurve, exemplarisch.....	55
Abbildung 38: Beschleunigungsmaxima $a_1$ , je Stoß.....	55
Abbildung 39: Gesamteindringtiefe, gemäß Abbildung 36.....	56
Abbildung 40: Gesamteindringtiefen, überlagert, exemplarisch .....	57
Abbildung 41: Unterteil des CBR-Prüfgerätes.....	61
Abbildung 42: Gesamteindringtiefen in Abhängigkeit von der mittleren Temperatur der SMA-Schicht .....	63
Abbildung 43: Messung der bleibenden Eindringtiefe mittels Tiefen- meßschieber.....	65
Abbildung 44: Einsteck-Thermometer.....	67
Abbildung 45: Schichttemperaturen in Abhängigkeit von der Abkühlzeit.....	70
Abbildung 46: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurven für den 27.09.2004, 28.09.2004, 05.10.2004 und 06.10.2004 .....	74
Abbildung 47: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurve aller Meßwerte .....	75
Abbildung 48: SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurven für den 29.09.2004, 30.09.2004, 01.10.2004 und 04.10.2004 .....	76
Abbildung 49: SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, Regressionskurve aller Meßwerte .....	77
Abbildung 50: AB 0/11 S mit Bitumen 50/70 und SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, Vergleich der bleibenden Eindringtiefen .....	78
Abbildung 51: AB 0/11S mit Bitumen 50/70 und SMA 0/11 S mit Bitumen 50 /70, Vergleich der bleibenden Eindringtiefen .....	93
Abbildung 52: Lösungsansatz Verkehrsfreigabe frisch eingebauter Asphalt- schichten .....	94
Abbildung 53: Infrarot-Thermografie einer frisch eingebauten Asphalt-schicht ...	101

Abbildung 54: LFGG mit Meßuhr zur Messung bleibender Eindringtiefen .....	103
Abbildung 55: AB 0/11 mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe, bestimmt mittels Meßuhr.....	104

## 10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Prüfbedingungen am 19.10.2001 .....	52
Tabelle 2:	Gesamteindringtiefe in Abhängigkeit von der mittleren Temperatur und der Zeit .....	58
Tabelle 3:	Meßergebnisse für Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70 .....	68
Tabelle 4:	Meßergebnisse für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70.....	69
Tabelle 5:	AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße.....	74
Tabelle 6:	SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße.....	76
Tabelle 7:	Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70, $E_{eff}$ und $T_m$ bei Versuchsende .....	81
Tabelle 8:	Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70, $E_{eff}$ und $T_m$ bei Versuchsende .....	81
Tabelle 9:	Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70, $E_{eff, 4-6}$ und $T_m$ bei Versuchsende (Auswertung über $s_{g, 4}$ bis $s_{g, 6}$ ) .....	87
Tabelle 10:	Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70, $E_{eff, 4-6}$ und $T_m$ bei Versuchsende (Auswertung über $s_{g, 4}$ bis $s_{g, 6}$ ) .....	87
Tabelle 11:	Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70.....	88
Tabelle 12:	Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70 .....	88
Tabelle 13:	Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Asphaltbeton 0/11 S mit Bitumen 50/70.....	89
Tabelle 14:	Bleibende Eindringtiefe – Regressionsparameter und Bestimmtheitsmaße für Splittmastixasphalt 0/11 S mit Bitumen 50/70 .....	89
Tabelle 15:	Verdichtungsgrade des SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70 .....	91
Tabelle 16:	Verdichtungsgrade des AB 0/11 S mit Bitumen 50/70.....	91

### **Eidesstattliche Erklärung**

Ich erkläre hiermit an Eides Statt, daß ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe; die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind ausnahmslos als solche kenntlich gemacht.

Neudrossenfeld, den 09.05.2007

(Claus-Christian Ehrhardt)

## **11. Anlagen**

**Teil A : Gesamteindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70**

**Teil B: Gesamteindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70**

**Teil C: Bleibende Eindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70**

**Teil D: Bleibende Eindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70**

## Teil A : Gesamteindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11S mit Bitumen 50/70

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
5, 6	15:29	61,3	74,3	71,0	68,9	1,232	0,809	0,696	0,572	0,624	0,590	4,523
8, 9	15:52	54,5	64,2	61,5	60,1	0,764	0,638	0,608	0,540	0,499	0,487	3,536
11, 12	16:22	42,3	53,4	55,1	50,3	0,518	0,501	0,461	0,442	0,415	0,400	2,737
14, 15	16:45	36,1	48,1	50,9	45,0	0,348	0,313	0,304	0,299	0,292	0,287	1,843
17, 18	17:14	28,4	39,0	40,9	36,1	0,256	0,229	0,211	0,198	0,196	0,206	1,296

Tabelle I: Gesamteindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11S mit Bitumen 50/70, gemessen am 23.09.2004. Wetterbedingungen: 15 °C, bewölkt, mäßiger Wind, zu Beginn leichter Nieselregen, **Abbruch wegen Regen**

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
2, 3	13:27	40,3	57,4	56,5	51,4	0,889	0,591	0,547	0,503	0,468	0,453	3,451
5, 6	13:49	37,5	51,6	50,4	46,5	0,556	0,456	0,425	0,462	0,420	0,388	2,707
8, 9	14:12	35,1	47,3	46,0	42,8	0,398	0,355	0,338	0,335	0,317	0,323	2,066
11, 12	14:33	34,8	44,4	45,8	41,7	0,361	0,322	0,319	0,287	0,284	0,278	1,851
14, 15	14:57	33,7	43,1	44,3	40,4	0,366	0,343	0,313	0,299	0,308	0,290	1,919
17, 18	15:22	32,2	38,8	39,1	36,7	0,260	0,239	0,239	0,244	0,235	0,227	1,444
20, 21	15:45	32,6	37,4	38,1	36,0	0,265	0,258	0,230	0,222	0,229	0,219	1,423
23, 24	16:08	31,1	36,1	36,9	34,7	0,223	0,212	0,193	0,186	0,179	0,174	1,167
26, 27	16:31	29,0	34,3	35,3	32,9	0,201	0,178	0,179	0,178	0,179	0,173	1,088
29, 30	16:53	28,1	33,5	34,2	31,9	0,208	0,209	0,201	0,186	0,200	0,182	1,186
32, 33	17:14	27,2	31,4	32,7	30,4	0,195	0,183	0,165	0,182	0,188	0,174	1,087
35, 36	17:33	25,9	30,8	31,8	29,5	0,159	0,158	0,153	0,165	0,155	0,145	0,935
38, 39	17:50	25,0	29,8	30,8	28,5	0,167	0,153	0,150	0,138	0,141	0,134	0,883
41, 42	18:10	24,2	29,1	29,8	27,7	0,214	0,196	0,205	0,171	0,183	0,158	1,127
44, 45	18:30	23,1	28,3	29,1	26,8	0,153	0,158	0,142	0,155	0,145	0,132	0,885

Tabelle II: Gesamteindringtiepen für Asphaltbeton AB 0/11S mit Bitumen 50/70, gemessen am 27.09.2004. Wetterbedingungen: 16 °C, geschlossene Wolkendecke, mäßiger Wind, kein Niederschlag



Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
7, 8	13:33	34,8	46,7	47,1	42,9	0,340	0,279	0,273	0,268	0,259	0,253	1,672
10, 11	13:53	32,5	42,4	43,2	39,4	0,438	0,298	0,264	0,235	0,255	0,231	1,721
19, 20	15:01	24,9	31,0	32,1	29,3	0,297	0,355	0,233	0,216	0,215	0,197	1,513
13, 14	14:13	26,9	31,2	30,7	29,6	0,234	0,218	0,214	0,214	0,209	0,201	1,290
25, 26	15:43	22,4	29,5	31,0	27,6	0,308	0,259	0,312	0,248	0,234	0,229	1,590
22, 23	15:19	21,2	27,8	29,9	26,3	0,255	0,211	0,200	0,180	0,182	0,163	1,191
31, 32	16:34	21,8	26,0	26,3	24,7	0,279	0,217	0,198	0,191	0,177	0,155	1,217
28, 29	16:07	20,2	25,1	25,5	23,6	0,197	0,160	0,162	0,156	0,159	0,148	0,982

Tabelle III: Gesamteindringtiepen für Asphaltbeton AB 0/11S mit Bitumen 50/70, gemessen am 28.09.2004. Wetterbedingungen: 14 °C, geschlossene Wolkendecke, mäßiger Wind, leichter Nieselregen

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
29, 30	12:31	28,2	34,3	34,8	32,4	1,324	0,264	0,234	0,230	0,216	0,211	2,479
32, 33	12:59	27,5	31,4	32,2	30,4	0,265	0,241	0,228	0,211	0,221	0,206	1,372
35, 36	13:22	27,1	30,3	31,2	29,5	0,246	0,199	0,204	0,206	0,182	0,181	1,218
38, 39	13:45	26,3	30,2	30,3	28,9	0,188	0,181	0,183	0,165	0,172	0,162	1,051
41, 42	14:15	26,1	28,9	29,4	28,1	0,182	0,178	0,179	0,165	0,158	0,161	1,023
44, 45	14:44	26,2	28,6	29,5	28,1	0,173	0,174	0,162	0,188	0,176	0,182	1,055
47, 48	15:21	26,1	28,5	29,3	28,0	0,176	0,148	0,140	0,147	0,136	0,146	0,893
50, 51	15:51	25,7	27,8	28,5	27,3	0,157	0,146	0,163	0,137	0,151	0,136	0,890
56, 57	16:43	25,8	26,9	27,3	26,7	0,187	0,172	0,163	0,164	0,139	0,144	0,969
53, 54	16:17	25,3	26,6	27,2	26,4	0,180	0,171	0,156	0,163	0,157	0,151	0,978

Tabelle IV: Gesamteindringtiepen für Asphaltbeton AB 0/11S mit Bitumen 50/70, gemessen am 05.10.2004. Wetterbedingungen: 19 °C, keine Wolken, windig, kein Niederschlag, Prüfstelle im Schatten

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
69, 70	12:04	34,5	51,3	50,1	45,3	0,607	0,543	0,489	0,460	0,459	0,455	3,013
72, 73	12:27	32,6	47,5	47,1	42,4	0,468	0,431	0,409	0,399	0,384	0,368	2,459
75, 76	12:51	31,6	44,1	44,0	39,9	0,403	0,393	0,371	0,364	0,348	0,352	2,231
78, 79	13:17	29,9	39,8	40,2	36,6	0,328	0,307	0,306	0,279	0,294	0,296	1,810
81, 82	13:39	28,2	35,9	36,5	33,5	0,284	0,256	0,252	0,258	0,259	0,256	1,565
84, 85	14:01	26,6	33,6	33,5	31,2	0,241	0,236	0,219	0,219	0,214	0,217	1,346
87, 88	14:37	25,4	31,3	31,3	29,3	0,236	0,219	0,218	0,203	0,214	0,214	1,304
90, 91	15:01	24,7	30,4	31,2	28,8	0,227	0,234	0,218	0,203	0,209	0,217	1,308
93, 94	15:23	24,3	30,2	30,5	28,3	0,240	0,221	0,206	0,209	0,200	0,201	1,277
96, 97	15:54	23,2	29,6	30,2	27,7	0,264	0,223	0,215	0,240	0,203	0,217	1,362
99, 100	16:36	22,8	28,5	28,5	26,6	0,208	0,189	0,180	0,191	0,184	0,174	1,126
102, 103	16:58	22,6	26,6	27,5	25,6	0,192	0,171	0,174	0,163	0,170	0,160	1,030
105, 106	17:22	21,4	25,8	26,6	24,6	0,181	0,157	0,147	0,146	0,149	0,139	0,919

Tabelle V: Gesamteindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11S mit Bitumen 50/70, gemessen am 06.10.2004. Wetterbedingungen: 17 °C, aufgelockerte Wolkendecke, mäßig windig, am Ende der Messung leichter Nieselregen

**Teil B: Gesamteindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70**

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$					
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$
		C°				mm					
36, 37	11:23	32,0	44,4	42,7	39,7	0,365	0,316	0,302	0,294	0,273	0,260
39, 40	11:41	28,4	37,6	38,0	34,7	0,274	0,235	0,221	0,206	0,197	0,195
42, 43	11:58	24,4	32,8	33,9	30,4	0,207	0,189	0,158	0,166	0,158	0,173
45, 46	12:18	23,1	29,9	30,6	27,9	0,202	0,162	0,150	0,159	0,144	0,143
48, 49	12:37	19,0	27,2	27,6	24,6	0,158	0,145	0,141	0,125	0,121	0,119

Tabelle VI: Gesamteindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S, mit Bitumen 50/70 gemessen am 29.09.2004. Wetterbedingungen: 14 °C, bewölkt, windig, am Anfang kein Niederschlag, **Abbruch wegen Regen**

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
20, 21	11:56	48,1	52,7	50,9	50,6	0,747	0,571	0,505	0,451	0,444	0,420	3,138
23, 24	12:11	41,1	48,1	46,4	45,2	0,464	0,384	0,353	0,351	0,334	0,314	2,200
26, 27	12:31	35,2	45,9	44,8	42,0	0,398	0,350	0,320	0,308	0,290	0,290	1,956
32, 33	13:19	32,2	41,3	41,8	38,4	0,300	0,270	0,260	0,242	0,241	0,223	1,536
38, 39	13:59	33,9	38,2	38,8	37,0	0,256	0,236	0,237	0,206	0,237	0,208	1,380
29, 30	12:55	33,1	37,6	37,2	36,0	0,469	0,335	0,302	0,280	0,268	0,276	1,930
35, 36	13:38	31,6	36,9	36,3	34,9	0,289	0,260	0,243	0,225	0,232	0,218	1,467
41, 42	14:23	28,9	36,9	36,6	34,1	0,247	0,230	0,210	0,210	0,201	0,191	1,289
44, 45	14:49	28,3	34,2	34,1	32,2	0,223	0,206	0,203	0,185	0,197	0,181	1,195
53, 54	16:04	26,9	30,7	30,9	29,5	0,184	0,167	0,171	0,151	0,153	0,150	0,976
50, 51	15:34	26,2	30,1	30,5	28,9	0,156	0,163	0,143	0,142	0,146	0,150	0,900
59, 60	16:41	22,8	27,2	27,3	25,8	0,153	0,147	0,143	0,121	0,123	0,123	0,810

Tabelle VII: Gesamteindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 30.09.2004. Wetterbedingungen: 13 °C, aufgelockerte Bewölkung, mäßiger Wind, kein Niederschlag

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_g$						
		$T_{\text{Oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		[C°]				[mm]						
4, 5	10:40	34,5	41,4	41,8	39,2	0,315	0,254	0,222	0,215	0,201	0,209	1,416
7, 8	11:01	31,4	38,9	39,6	36,6	0,338	0,212	0,198	0,178	0,201	0,181	1,308
10, 11	11:38	27,5	34,6	34,9	32,3	0,427	0,178	0,156	0,149	0,127	0,124	1,161
13, 14	12:03	27,0	34,4	34,7	32,0	0,165	0,201	0,141	0,165	0,137	0,146	0,955
16, 17	12:43	29,3	34,8	34,7	32,9	0,370	0,201	0,160	0,153	0,135	0,132	1,151
19, 20	13:10	29,6	33,8	34,3	32,6	0,189	0,183	0,144	0,140	0,166	0,135	0,957

Tabelle VIII: Gesamteindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 01.10.2004. Wetterbedingungen: 16 °C, Sonne, kein Wind, kein Niederschlag

Versuch Nr.	Zeit	Temperatur				Gesamteindringtiefe $s_{g,i}$						
		$T_{\text{oberfläche}}$	$T_{-2\text{cm}}$	$T_{-4\text{cm}}$	$T_m$	$s_{g,1}$	$s_{g,2}$	$s_{g,3}$	$s_{g,4}$	$s_{g,5}$	$s_{g,6}$	$\Sigma s_g$
		C°				mm						
34, 35	10:28	31,2	46,2	46,6	41,3	0,439	0,366	0,330	0,332	0,314	0,306	2,087
31, 32	10:09	30,8	41,5	42,6	38,3	0,349	0,302	0,284	0,278	0,275	0,272	1,760
37, 38	10:50	30,3	40,4	41,4	37,4	0,307	0,278	0,259	0,258	0,249	0,220	1,571
40, 41	11:12	28,1	37,4	38,2	34,6	0,243	0,219	0,214	0,205	0,193	0,195	1,269
49, 50	12:31	25,4	30,9	32,1	29,5	0,181	0,162	0,145	0,143	0,141	0,136	0,908
61, 62	14:15	24,8	30,5	31,2	28,8	0,166	0,153	0,154	0,155	0,149	0,155	0,932
52, 53	12:51	25,5	29,5	30,2	28,4	0,176	0,163	0,156	0,144	0,144	0,150	0,933
55, 56	13:14	24,8	28,7	29,6	27,7	0,142	0,145	0,129	0,136	0,131	0,131	0,814
64, 65	14:49	24,7	27,4	27,9	26,7	0,173	0,162	0,154	0,162	0,140	0,156	0,947
10, 11	15:29	23,2	27,1	27,6	26,0	0,160	0,145	0,157	0,129	0,124	0,128	0,843
13, 14	16:01	23,3	26,2	26,3	25,3	0,197	0,162	0,153	0,155	0,141	0,140	0,948
16, 17	16:20	23,9	26,7	26,9	25,8	0,179	0,155	0,138	0,138	0,126	0,140	0,876

Tabelle IX: Gesamteindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 04.10.2004. Wetterbedingungen: 14 °C, Sonne, mäßiger Wind, kein Niederschlag

### Teil C: Bleibende Eindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl</sub> , 0 (vor Belastung)	S <sub>bl</sub> , 1 (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
2, 3	13:27	51,4	154,850	156,250	1,400
5, 6	13:49	46,5	154,600	155,700	1,100
8, 9	14:12	42,8	154,263	155,100	0,838
11, 12	14:33	41,7	154,863	155,325	0,462
14, 15	14:57	40,4	154,650	155,275	0,625
17, 18	15:22	36,7	154,200	154,775	0,575
20, 21	15:45	36,0	154,438	154,800	0,363
23, 24	16:08	34,7	154,350	154,775	0,425
26, 27	16:31	32,9	154,275	154,675	0,400
29, 30	16:53	31,9	154,863	155,100	0,237
32, 33	17:14	30,4	154,188	154,600	0,412
35, 36	17:33	29,5	154,238	154,375	0,137
38, 39	17:50	28,5	153,925	154,025	0,100
41, 42	18:10	27,7	154,350	154,450	0,100
44, 45	18:30	26,8	154,450	154,475	0,025

Tabelle X: Bleibende Eindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 27.09.2004. Wetterbedingungen: 16 °C, geschlossene Wolkendecke, mäßiger Wind, kein Niederschlag

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl, 0</sub> (vor Belastung)	S <sub>bl, 1</sub> (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
19, 20	15:01	29,3	155,200	155,350	0,150
13, 14	14:13	29,6	155,388	155,510	0,123
25, 26	15:43	27,6	156,263	156,375	0,113
22, 23	15:19	26,3	155,013	155,100	0,088
31, 32	16:34	24,7	155,363	155,375	0,012
28, 29	16:07	23,6	154,725	154,725	0,000

Tabelle XI: Bleibende Eindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 28.09.2004. Wetterbedingungen: 14 °C, geschlossene Wolkendecke, mäßiger Wind, leichter Nieselregen

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl, 0</sub> (vor Belastung)	S <sub>bl, 1</sub> (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
29, 30	12:31	32,4	154,425	155,525	1,100
32, 33	12:59	30,4	155,375	155,525	0,150
35, 36	13:22	29,5	154,438	154,625	0,188
38, 39	13:45	28,9	154,250	154,425	0,175
41, 42	14:15	28,1	154,338	154,400	0,063
44, 45	14:44	28,1	154,575	154,650	0,075
47, 48	15:21	28,0	154,625	154,650	0,025
50, 51	15:51	27,3	154,275	154,325	0,050
56, 57	16:43	26,7	154,838	154,900	0,063
53, 54	16:17	26,4	155,100	155,075	0,000

Tabelle XII: Bleibende Eindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 05.10.2004. Wetterbedingungen: 19 °C, keine Wolken, windig, kein Niederschlag, Prüfstelle im Schatten



Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl, 0</sub> (vor Belastung)	S <sub>bl, 1</sub> (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
69, 70	12:04	45,3	154,350	155,550	1,200
72, 73	12:27	42,4	154,238	154,975	0,737
75, 76	12:51	39,9	154,300	154,975	0,675
78, 79	13:17	36,6	154,475	154,775	0,300
81, 82	13:39	33,5	154,325	154,600	0,275
84, 85	14:01	31,2	154,288	154,550	0,263
87, 88	14:37	29,3	154,288	154,425	0,138
90, 91	15:01	28,8	154,350	154,575	0,225
93, 94	15:23	28,3	154,263	154,400	0,138
96, 97	15:54	27,7	154,338	154,425	0,088
99, 100	16:36	26,6	154,425	154,475	0,050
102, 103	16:58	25,6	154,338	154,375	0,037
105, 106	17:22	24,6	154,275	154,300	0,025

Tabelle XIII: Bleibende Eindringtiefen für Asphaltbeton AB 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 06.10.2004. Wetterbedingungen: 17 °C, aufgelockerte Wolkendecke, mäßig windig, am Ende der Messung leichter Nieselregen

**Teil D:      Bleibende Eindringtiefe für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70**

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl</sub> , 0 (vor Belastung)	S <sub>bl</sub> , 1 (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
36, 37	11:23	39,7	154,388	155,375	0,988
39, 40	11:41	34,7	154,238	154,825	0,587
42, 43	11:58	30,4	154,450	154,775	0,325
45, 46	12:18	27,9	154,338	154,700	0,362
48, 49	12:37	24,6	154,450	154,600	0,150

Tabelle XIV: Bleibende Eindringtiefen für Splittmastixasphalt SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am 29.09.2004. Wetterbedingungen: 14 °C, bewölkt, windig, am Anfang kein Niederschlag, **Abbruch wegen Regen**

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl</sub> , 0 (vor Belastung)	S <sub>bl</sub> , 1 (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
20, 21	11:56	50,6	154,413	156,425	2,013
23, 24	12:11	45,2	154,138	155,700	1,563
26, 27	12:31	42,0	154,388	155,600	1,213
32, 33	13:19	38,4	154,388	155,625	1,238
38, 39	13:59	37,0	154,463	154,850	0,387
29, 30	12:55	36,0	154,763	155,775	1,013
35, 36	13:38	34,9	154,438	155,075	0,637
41, 42	14:23	34,1	154,275	154,975	0,700
44, 45	14:49	32,2	154,250	154,850	0,600
53, 54	16:04	29,5	154,263	154,425	0,163
50, 51	15:34	28,9	154,375	154,525	0,150
59, 60	16:41	25,8	154,750	154,775	0,025

Tabelle XV: Bleibende Eindringtiefen für Splittmastixasphalt  
SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am  
30.09.2004. Wetterbedingungen: 13 °C,  
aufgelockerte Bewölkung, mäßiger Wind, kein  
Niederschlag

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl</sub> , 0 (vor Belastung)	S <sub>bl</sub> , 1 (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
4, 5	10:40	39,2	154,663	155,500	0,838
7, 8	11:01	36,6	155,363	155,825	0,462
10, 11	11:38	32,3	155,100	155,300	0,200
13, 14	12:03	32,0	154,950	155,400	0,450
16, 17	12:43	32,9	154,675	155,275	0,600
19, 20	13:10	32,6	155,350	155,875	0,525

Tabelle XVI: Bleibende Eindringtiefen für Splittmastixasphalt  
SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am  
01.10.2004. Wetterbedingungen: 16 °C, Sonne,  
kein Wind, kein Niederschlag

Versuch Nr.	Zeit	T <sub>m</sub>	S <sub>bl, 0</sub> (vor Belastung)	S <sub>bl, 1</sub> (nach Belastung)	S <sub>bl</sub>
		C°	mm		
34, 35	10:28	41,3	154,150	155,825	1,675
31, 32	10:09	38,3	153,850	155,325	1,475
37, 38	10:50	37,4	153,800	155,375	1,575
40, 41	11:12	34,6	153,988	154,975	0,987
49, 50	12:31	29,5	154,338	154,600	0,262
61, 62	14:15	28,8	154,438	154,775	0,338
52, 53	12:51	28,4	154,400	154,425	0,025
55, 56	13:14	27,7	154,400	154,500	0,100
64, 65	14:49	26,7	154,300	154,400	0,100
10, 11	15:29	26,0	154,425	154,475	0,050
13, 14	16:01	25,3	154,875	154,925	0,050
16, 17	16:20	25,8	154,575	154,600	0,025

Tabelle XVII: Bleibende Eindringtiefen für Splittmastixasphalt  
SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, gemessen am  
04.10.2004. Wetterbedingungen: 14 °C, Sonne,  
mäßiger Wind, kein Niederschlag

